

Untersuchung zur Dauerschwingfestigkeit von Betonrohren

Abschlußbericht

vorgelegt von

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina

und

Dr.-Ing. M. Teutsch

Braunschweig, im April 1989

Gefördert mit Forschungsmitteln des Landes Niedersachsen

Az.: - 2095 - BV 4e - 13/86

Inhaltsverzeichnis

Seite

1.	Einleitung	1
2.	Versuchskörper	4
2.1	Versuchskörperabmessungen	4
2.2	Betonkennwerte	8
2.3	Herstellung und Lagerung der Versuchskörper	10
3.	Versuchseinrichtung	11
3.1	Belastungseinrichtung	11
3.2	Meßstellenanordnung	12
4.	Versuchsdurchführung	14
4.1	Allgemeines	14
4.2	Statische Prüfung	14
4.3	Dynamische Untersuchung der Rohre	19
4.3.1	Allgemeines	19
4.3.2	Dynamische Untersuchung der Rohre DN 1000	21
4.3.2.1	Allgemeines	21
4.3.2.2	Versuchrohr 1000-3	21
4.3.2.3	Versuchrohr 1000-4	24
4.3.2.4	Versuchrohr 1000-5	25
4.3.2.5	Versuchrohr 1000-6	27
4.3.2.6	Versuchrohr 1000-8	28
4.3.2.7	Versuchrohr 1000-9	29
4.3.3	Dynamische Untersuchung der Rohre DN 800	31
4.3.3.1	Versuchrohr 800-4	31
4.3.3.2	Versuchrohr 800-5	33
4.3.3.3	Versuchrohr 800-6	33
4.3.3.4	Versuchrohr 800-7	34
4.3.3.5	Versuchrohr 800-8	34
4.3.3.6	Versuchrohr 800-9	35

	Seite
4.3.4	Dynamische Untersuchung der Rohre DN 600 36
4.3.4.1	Versuchrohr 600-4 36
4.3.4.2	Versuchrohr 600-5 37
4.3.4.3	Versuchrohr 600-6 38
4.3.4.4	Versuchrohr 600-7 38
4.3.4.5	Versuchrohr 600-8 39
4.3.4.6	Versuchrohr 600-9 39
4.4	Oberflächentemperatur von bestrahlten Betonkörpern 40
5	Darstellung und Auswertung der Versuchsergebnisse 42
5.1	Allgemeines 42
5.2	Versuchsserie DN 1000 42
5.3	Versuchsserie DN 800 44
5.4	Versuchsserie DN 600 45
5.5	Temperaturuntersuchung 47
6	Analyse des Tragverhaltens 50
6.1	Allgemeines 50
6.2	Belastungen erdverlegter Betonrohre 50
6.3	Schnittgrößen des Rohres 57
6.4	Spannungen infolge Sonneneinstrahlung 68
7	Zusammenfassung 73
8	Literatur 74

1 Einleitung

Die seit einigen Jahren gültigen neuen Wassergesetze haben eine wesentliche Verschärfung der Vorschriften zur Reinhaltung der oberirdischen Gewässer und zum Schutze des Grundwassers gebracht. Daher rührt die Forderung, die anfallenden Abwässer, die mengenmäßig ständig steigen, möglichst umfassend zu sammeln und erst nach weitgehender Klärung der Vorflut zurückzuführen, um die Selbstreinigungskraft der Gewässer nicht über Gebühr in Anspruch zu nehmen. Zum anderen erhöht sich der Wasserbedarf der Bevölkerung und der Wirtschaft laufend in beachtlichem Maße, so daß alle geeigneten Maßnahmen getroffen werden müssen, die naturbedingten Wasservorräte vor Verschmutzung zu schützen und deren Gebrauchswert zu erhalten. Dabei gilt es, Verluste aus Trinkwasserleitungen zu vermeiden und die Verseuchung des Grundwassers durch austretende Abwasser unmöglich zu machen. Schließlich ist das Eindringen von Grundwasser in Abwasserleitungen und damit eine Überlastung der Kläranlagen zu verhindern.

An die bei Abwasserleitungen zum Einsatz kommenden Betonrohre mit kreisförmigen, eiförmigen oder anderen Durchflußquerschnitten werden daher Anforderungen sowohl an die Dichtigkeit als auch an die Dauerhaftigkeit gerichtet.

Die nachstehend beschriebenen Untersuchungen beschäftigen sich vornehmlich mit der Dauerhaftigkeit unter Verkehrsschwingbeanspruchung.

Diese Problematik spielt keine sonderlich große Rolle bei Rohren mit kleinem Durchmesser und einer Überschüttungshöhe $> 1,50$ m, da hier, bedingt durch die lastverteilende Wirkung der Überschüttung, die Beanspruchungen infolge Fahrzeugverkehr verhältnismäßig gering sind.

Wesentlich bzw. für die Bemessung maßgebend kann die Verkehrsbelastung bei größeren Rohren mit einer Nennweite zwischen DN 600 und 1000 werden, die häufig unter Verkehrswegen mit einer kleineren Überschüttungshöhe als 1,50 m verlegt werden.

Für diesen Fall wird in der Richtlinie für die statische Berechnung von Entwässerungskanälen und -leitungen /1/ ein Nachweis der Sicherheit gegen Dauerschwingverhalten gefordert.

Neben der Angabe, daß dieser Nachweis in bauaufsichtlich anerkannter Form zu führen ist, werden jedoch keine Bemessungshilfen für diesen Beanspruchungszustand gegeben. Auch die Erläuterungen zum ATV-Arbeitsblatt A 127 /2/ enthalten keine detaillierten Angaben zur Dauerschwingfestigkeit von Betonrohren. Bei den in Niedersachsen zahlreich vertretenen Betonwerken, die sich mit der Herstellung von Betonrohren befassen, besteht seit Einführung der Richtlinie die Befürchtung, daß mangels ausreichend vorhandener Bemessungsgrundlagen größere Betonrohre unter Verkehrswegen nur bei Überschüttungshöhen $> 1,50$ m einsetzbar sind.

Angaben über die Dauerfestigkeit von Beton erstrecken sich in der Literatur überwiegend nur auf die Druckbeanspruchung /3-4/. Hier ergeben die vorgenommenen Untersuchungen, daß die Druckfestigkeit unter hoher gleichbleibender Dauerlast, die unendlich lange ertragen wird (Dauerstandfestigkeit) bei etwa 90 % der Kurzzeit-Druckfestigkeit liegt. Unter oftmals wiederholter Belastung durch schwingende Last verliert der Beton ebenfalls an Druckfestigkeit (Ermüdungsfestigkeit). Die größte Druckspannung σ_0 , die oftmals ertragen wird, nimmt mit wachsender Schwingbreite $\sigma_0 - \sigma_u$ auf etwa das 0,6-fache der Kurzzeitfestigkeit ab (Schwellfestigkeit bei $\sigma_u = 0$). Bei der Biegezugfestigkeit beschränken sich Ermüdungsuntersuchungen auf Straßenbeton /5/. Danach liegen die Biegezugfestigkeiten, die oftmals ohne Bruch ertragen werden, zwischen dem rd 0,53- und 0,70-fachen der Kurzzeit-Biegezugfestigkeit, je nach Alter und Lagerung der Probeplatten. In der Untersuchung von Weigler/Rings /6/, die sich mit dem Verhalten von unbewehrtem und bewehrtem Normalbeton unter konstanter zentrischer Druckschwell- und Zug-Druck-Wechselbeanspruchung befaßt, werden die o.a. Ergebnisse tendenziell bestätigt.

Die Notwendigkeit gesonderter Untersuchungen der Ermüdungsfestigkeit an Betonrohren ergibt sich aus dem Umstand, daß infolge der zugrunde zu legenden Auflagerungs- und Belastungsbedingungen in der Rohrwandung Biegung mit Achsdruck herrscht; mit der Entwicklung erster Anrisse ist mit einer Umlagerung der inneren Schnittgrößen zu rechnen. Dies bedeutet aber, daß weder die an mittig gedrückten Proben gewonnenen Aufschlüsse über die Druckschwellfestigkeit von Beton, noch die an Biegezugbalken ermittelten Dauerbiegefestigkeiten hier als Bemessungsgrundlage uneingeschränkt herangezogen werden können. Eine Erweiterung der Ermüdungsuntersuchungen unter Bezug auf das Tragsystem eines Rohres ist erforderlich.

2 Versuchskörper

2.1 Versuchskörperabmessungen

Es wurden jeweils 9 Rohre des Durchmessers DN 1000, DN 800 bzw. DN 600 geprüft. Die Rohrlänge betrug bei den Rohren DN 1000 2,0 m, bei den anderen 2,5 m. Die Rohre besaßen eine Fußverstärkung und ihre Wandstärke war nicht konstant über dem Umfang.

Ihre Bezeichnung nach DIN 4032 lautet KFW-M, DN 1000, KFW-M, DN 800 bzw. KFW-M, DN 600 wobei

K = kreisförmig

F = mit Fuß

W = wandverstärkt

M = Muffenausführung

In den Bildern 2.1 - 2.3 wird eine Übersicht über die geprüften Rohrtypen gegeben. Aus diesen Bildern können auch Details wie z.B. Größe und Länge des Rohrfußes sowie Art und Gestaltung des Muffenbereiches entnommen werden.

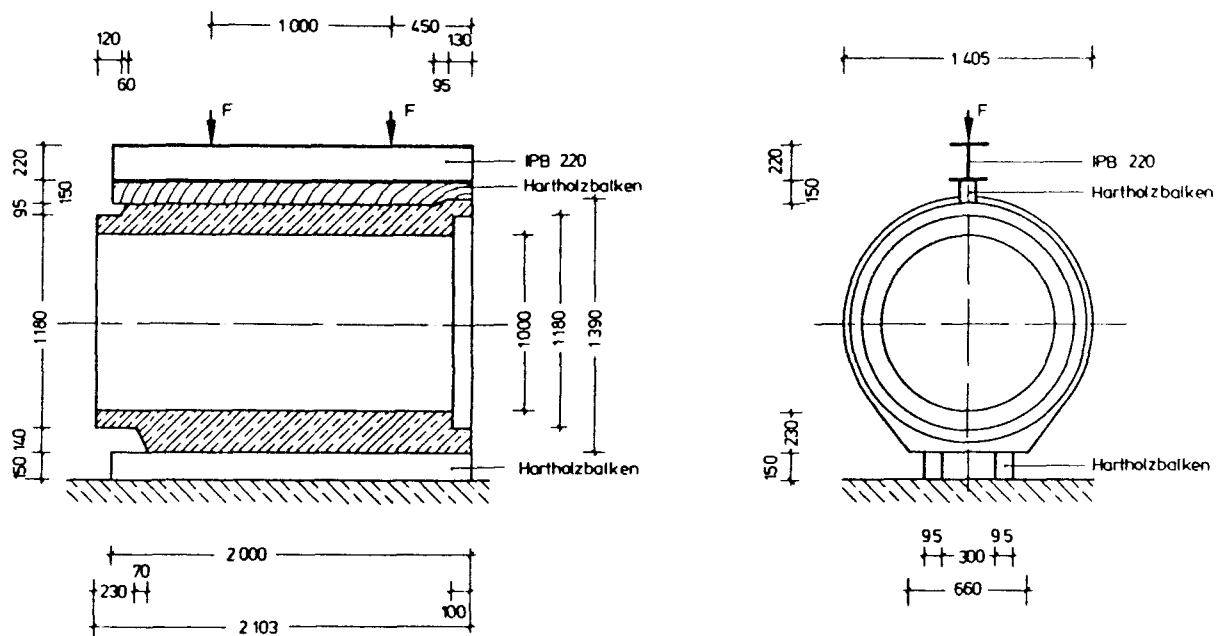


Bild 2.1: Versuchskörper der Reihe DN 1000

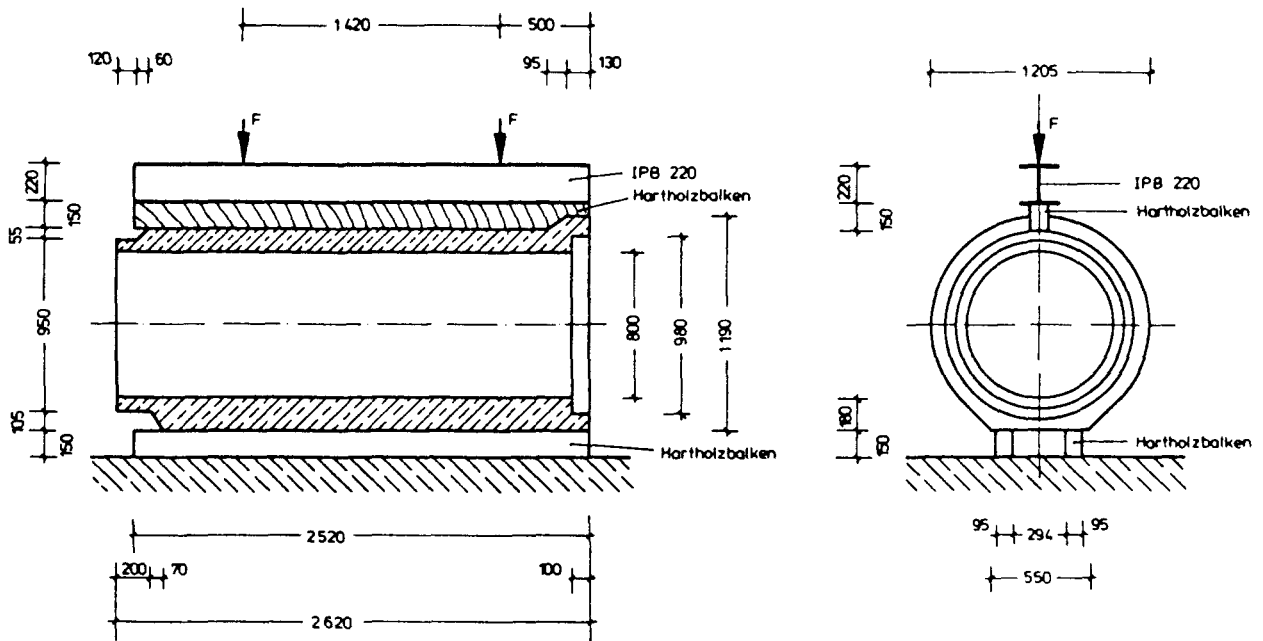


Bild 2.2: Versuchskörper der Reihe DN 800

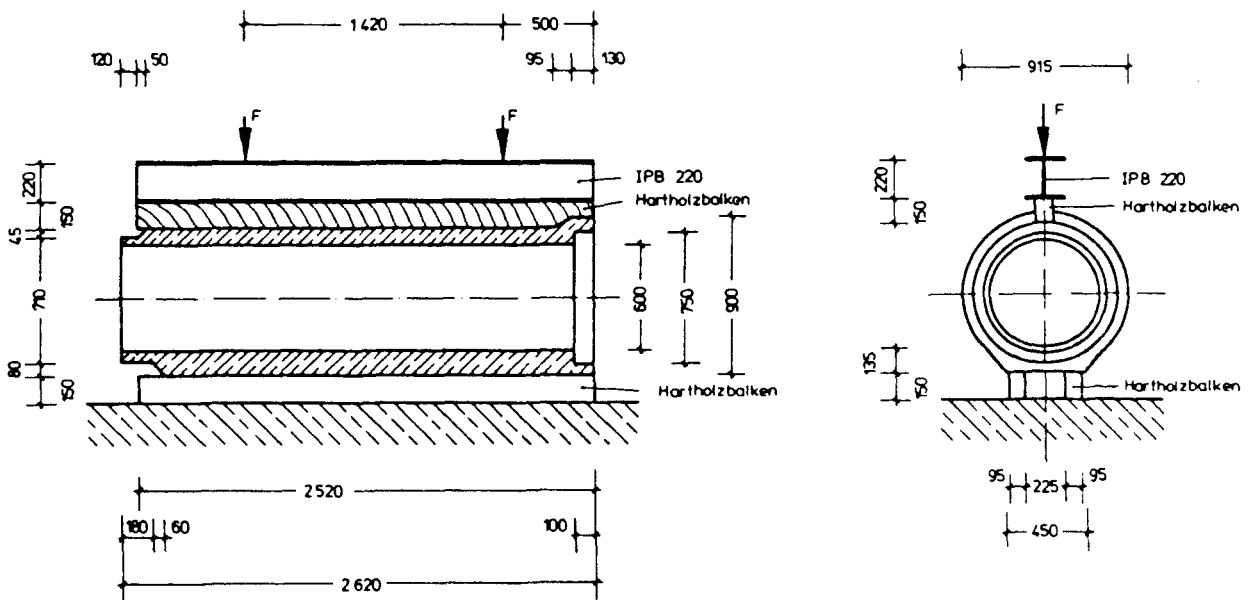


Bild 2.3: Versuchskörper der Reihe DN 600

Außerdem wurden von jedem Rohr nach erfolgter Prüfung noch die geometrischen Istwerte festgestellt. Diese sind in Bild 2.4 bis Bild 2.6 dargestellt.

Rohr Nr.	l_1	d_1	d_2	d_3	s_1	s_2	s_3	s_4	t_2	f	Abw. von der Gerade	Abw. von der Stirnfl.
1	2 028	987	1 205	1 172	148	167	228	119 / 107	100	667	3	2
2	2 024	988	1 199	1 173	150	166	229	115 / 104	100	667	2	4
3	2 020	990	1 205	1 170	148	168	227	115 / 105	98	665	3	3
4	2 026	989	1 203	1 171	148	166	233	116 / 106	100	666	2	3
5	2 011	995	1 206	1 174	150	163	229	118 / 113	100	662	4	4
6	2 012	995	1 206	1 171	151	166	229	117 / 105	99	664	3	3
7	2 019	994	1 205	1 170	151	165	232	117 / 104	101	659	2	3
8	2 023	995	1 206	1 172	149	161	227	114 / 110	101	660	3	3
9	2 015	995	1 205	1 173	151	163	233	118 / 104	100	659	2	3
Mittel Ist	2 020	992	1 204	1 172	150	165	230	117 / 106	100	663	3	3

Alle Maße in mm

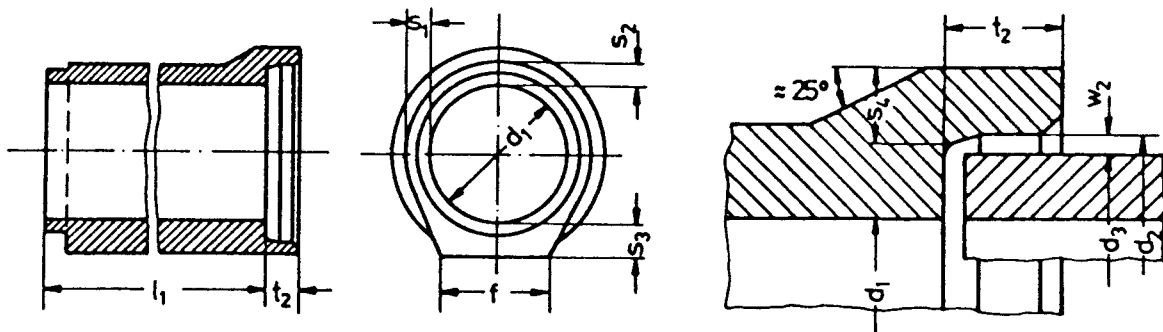


Bild 2.4: Geometrische Istwerte der Rohre DN 1000

Rohr Nr.	l_1	d_1	d_2	d_3	s_1	s_2	s_3	s_4	t_2	f	Abw. von der Gerade	Abw. von der Stirnfl.
1	2 522	795	987	951	120	129	178	87/82	100	555	3	2
2	2 570	794	981	950	120	129	178	89/83	99	552	3	2
3	2 564	794	983	951	120	130	180	84/80	99	554	2	4
4	2 551	791	982	950	120	128	178	86/81	99	554	3	2
5	2 556	792	982	951	119	129	178	88/80	100	553	2	2
6	2 490	795	983	951	122	129	179	85/78	100	554	2	2
7	2 528	796	987	951	120	131	181	88/79	101	555	2	2
8	2 571	791	985	951	120	131	177	86/79	99	555	3	2
9	2 504	796	987	953	121	131	179	87/79	100	553	2	3
Mittel Ist	2 540	794	984	951	120	130	179	87/80	100	554	2	2

Alle Maße in mm

Bild 2.5: Geometrische Istwerte der Rohre DN 800

Rohr Nr.	l_1	d_1	d_2	d_3	s_1	s_2	s_3	s_4	t_2	f	Abw. von der Gerade	Abw. von der Stirnfl.
1	2 529	593	745	715	91	101	135	71/62	101	457	3	2
2	2 545	593	748	715	91	102	136	71/63	101	457	3	3
3	2 538	593	743	715	92	102	135	72/67	102	457	5	1
4	2 540	592	745	715	89	103	133	72/64	101	456	3	3
5	2 530	593	750	719	91	102	136	72/64	101	457	5	3
6	2 518	591	747	716	91	101	135	72/64	100	458	4	2
7	2 490	591	749	715	91	101	135	71/65	101	458	3	2
8	2 528	590	746	716	90	101	136	72/65	102	460	3	2
9	2 532	591	750	716	91	101	136	72/64	101	460	3	2
Mittel Ist	2 528	592	757	716	91	102	135	72/64	101	458	4	2

Alle Maße in mm

Bild 2.6: Geometrische Istwerte der Rohre DN 600

2.2 Betonkennwerte

Unbewehrte Betonrohre werden nach verschiedenen Verfahren hergestellt, die ausführlich von Kuthe /7/ erläutert werden. Am weitesten verbreitet ist in Deutschland das kombinierte Rüttel- und Preßverfahren, bei dem das Rohr senkrecht stehend, in der Regel mit Muffe nach unten gefertigt wird. Der Beton, der nach DIN 4032 /8/ einem B 45 entsprechen muß und einen sehr niedrigen w/z - Wert von $\leq 0,40$ besitzt, wird zwischen Innen- und Außenschalung aus Stahl eingebracht und mit Schalungsrüttlern verdichtet. Zusätzlich wird von oben das Spitzende aufgepreßt und dadurch ein über die Rohrlänge gleichmäßiger Verdichtungsgrad erreicht, der sehr hoch sein muß, damit das Rohr sofort nach dem Herstellvorgang entformt werden kann.

Die Rohre DN 1000 wurden im Betonwerk R. Bergmann in Steinfeld hergestellt. Nach Firmenaussage ist folgende Frischbetonzusammensetzung gewählt:

360 Kg Zement PZ 45F
75 Kg Splitt 2/5 mm
850 Kg Sand 0/4 mm
775 Kg Kies 2/8 mm
400 Kg Kies 8/16 mm
250 Kg Kies 16/32 mm
70 Kg Füller

Angestrebt wurde ein w/z- Verhältnis von 0,38.

Die Rohre DN 800 und 600 wurden bei der Firma J.Scheidt in Rinteln hergestellt. Die Rohre wurden laut Firmenaussage mit folgender Frischbetonzusammensetzung betoniert.

340 kg Zement PZ 45F
2000 kg Zuschlag der Körnungen 0/4; 2/8; 8/16; 16/32

Es wurde ein w/z - Wert zwischen 0,35 und 0,40 eingestellt.

Nach erfolgter Prüfung der Rohre wurden den Rohrstücken zylindrische Bohrkern entnommen und deren Enden planparallel geschliffen. Nach Feststellung der Maße und Gewichte erfolgte eine Druckfestigkeitsprüfung. Die Ergebnisse sind in den Bildern 2.7 - 2.9 dargestellt.

Proben- bez.	Lage	Alter Tage	Gew. lufttr. kg	Volumen cm ³	R lufttr. kg/m ³	d cm	h cm	k d	α	F kN	A cm ²	$\sigma = \frac{F_u}{A}$ N/mm ²	$\sigma = \frac{F_u}{A \cdot \alpha}$ N/mm ²
Z 1	vorn		6,945	2728,16	2381	15,32	14,80	0,97	1,0115	1584	184,3348	85,9	85,0
Z 2	mitte		6,399	2715,25	2357	15,32	14,73	0,96	1,0155	1279	184,3348	69,4	68,3
Z 3	hinten		6,406	2704,19	2369	15,32	14,67	0,96	1,0155	1576	184,3384	85,5	84,2
Z 4	vorn		6,372	2691,29	2368	15,32	14,60	0,95	1,0196	1504	184,3348	81,6	80,0
Z 5	mitte		6,286	2678,39	2347	15,32	14,53	0,95	1,0196	1281	184,3348	69,5	68,2
Z 6	hinten		6,241	2639,67	2364	15,32	14,32	0,93	1,0280	1451	184,3348	78,7	76,6
Mittel			6,442	2692,83	2364	15,52	14,61	0,95	1,0183	1446	184,3348	78,4	77,1

Bild 2.7: Betoneigenschaften der Rohre DN 1000

Proben- bez.	Lage	Alter Tage	Gew. lufttr. kg	Volumen cm ³	R lufttr. kg/m ³	d cm	h cm	k d	α	F kN	A cm ²	$\sigma = \frac{F_u}{A}$ N/mm ²	$\sigma = \frac{F_u}{A \cdot \alpha}$ N/mm ²
1			1,874	783,8	2390	9,96	10,06	1,01	1,0461	618,3	77,91	79,4	75,9
2			1,849	783,8	2360	9,96	10,06	1,01	1,0461	548,9	77,91	70,5	67,4
3			1,847	783,8	2355	9,96	10,06	1,01	1,0461	546,1	77,91	70,1	67,0
4			1,843	785,3	2345	9,96	10,08	1,01	1,0461	531,6	77,91	68,2	65,2
5			1,846	786,9	2345	9,96	10,10	1,01	1,0461	513,0	77,91	65,8	62,9
6			1,847	783,8	2355	9,96	10,06	1,01	1,0461	601,4	77,91	77,2	73,8
7			1,857	785,3	2365	9,96	10,08	1,01	1,0461	536,4	77,91	68,8	65,8
8			1,856	783,0	2370	9,96	10,05	1,01	1,0461	508,1	77,91	65,2	62,3
9			1,850	782,2	2365	9,96	10,04	1,01	1,0461	601,9	77,91	77,3	73,9
Mittel			1,852	784,2	2361	9,96	10,07	1,01	1,0461	556,2	77,91	71,4	68,3

Bild 2.8: Betoneigenschaften der Rohre DN 800

Proben- bez.	Lage	Alter Tage	Gew. lufttr. kg	Volumen cm ³	R lufttr. kg/m ³	d cm	h cm	k d	α	F kN	A cm ²	σ $\frac{F_u}{A}$ N/mm ²	σ $\frac{F_u}{A \cdot \alpha}$ N/mm ²
1			1,647	697,3	2 360	9,96	8,95	0,90	1,0935	654,1	77,91	84,0	76,8
2			1,624	686,4	2 365	9,96	8,81	0,88	1,1034	676,4	77,91	86,8	78,7
3			1,643	694,2	2 365	9,96	8,91	0,89	1,0984	668,7	77,91	85,8	78,1
4			1,676	707,4	2 370	9,96	9,08	0,91	1,0887	548,2	77,91	70,4	64,7
5			1,551	669,2	2 320	9,96	8,59	0,86	1,1137	543,8	77,91	69,8	62,7
6			1,707	712,1	2 395	9,96	9,14	0,92	1,0840	706,7	77,91	90,7	83,7
7			1,625	685,6	2 370	9,96	8,80	0,88	1,1034	594,5	77,91	76,3	69,1
8			1,684	699,6	2 405	9,96	8,98	0,90	1,0935	693,1	77,91	89,0	81,4
9			1,643	682,5	2 405	9,96	8,76	0,88	1,1034	782,5	77,91	100,4	91,0
Mittel			1,644	692,7	2 373	9,96	8,89	0,89	1,098	652,0	77,91	83,7	76,2

Bild 2.9: Betoneigenschaften der Rohre DN 600

2.3 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Die Rohre DN 1000 wurden 1986 am 114. Kalendertag (= dem 24. April) im Betonwerk R. Bergmann in Steinfeld nach dem unter 2.2 beschriebenen Verfahren hergestellt. Die Auslieferung der Rohre erfolgte am 20.06.86 in Braunschweig. 4 der Rohre wurden nach einigen Tagen Lagerung auf der Instituthofffläche in die Prüfhalle gebracht, während die restlichen 5 Rohre bis kurz vor dem Prüfbeginn der freien Witterung ausgesetzt waren. Nach der Anlieferung wurden die Rohre keiner besonderen Feuchtbehandlung unterworfen. Die im Freien gelagerten Prüfkörper waren ungeschützt der Sonne ausgesetzt.

Die Rohre der Durchmesser DN 800 wurden am 05.08.1986, die Rohre des Durchmessers DN 600 am 13.10.1986 im Betonwerk J.Scheidt in Rinteln betoniert. Am 25.11.1986 sind die Rohre von einem Mitarbeiter des Institutes entnommen und gekennzeichnet worden. Angeliefert wurden die Prüfkörper im Dezember 1986. Die Lagerung der Rohre erfolgte auf dem Institutsgelände. Dort waren sie der Witterung ungeschützt ausgesetzt. Dies entspricht auch dem in der Praxis üblichen Vorgehen.

3 Versuchseinrichtung

3.1 Belastungseinrichtung

Nach DIN 4032 /8/ wird die Festigkeit der Betonrohre mit Hilfe einer Scheiteldruckprüfung ermittelt. Die Forderung in DIN 4032, daß die Rohre vor der Scheiteldruckprüfung 24 Stunden lang allseitig feucht zu halten sind, konnte bei den Versuchskörpern, bedingt durch die Schwierigkeit der Durchführung bei der über mehrere Wochen laufenden Schwingbeanspruchung, nicht beachtet werden. Ansonsten erfolgte jedoch der Aufbau der Versuchseinrichtung entsprechend den Bestimmungen des Abschnittes 8.3.1.1 der DIN 4032.

Die Betonrohre wurden nach Bild 3.1 auf zwei Auflagerbalken aus astfreiem Hartholz im Abstand von $0,3 \cdot d_a$ gelagert und über einen Druckbalken aus astfreiem Hartholz belastet (siehe auch Bild 2.1). Bei Rohren mit Muffe sind die Auflager- und Druckbalken entsprechend der Rohrmuffe auszuschneiden. Die Balkenbreiten b sind nach Bild 3.2 (= Tabelle 10 der DIN 4227) zu wählen.

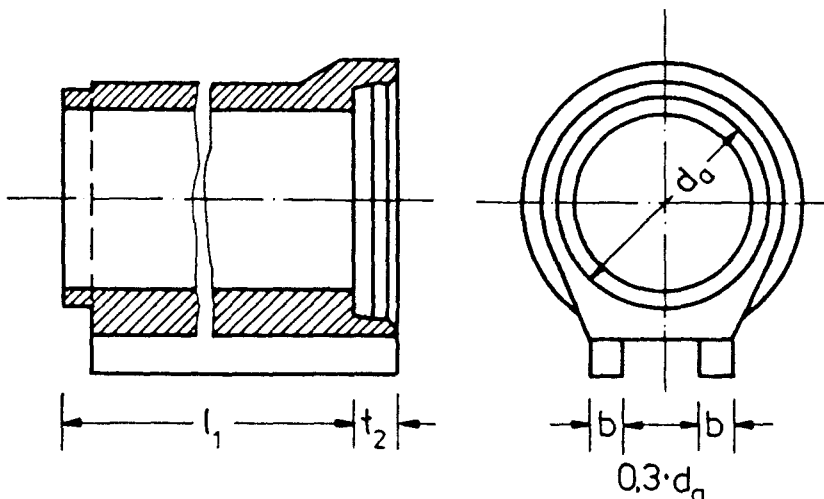


Bild 3.1: Schema der Rohrauflagerung

Zur Durchführung der Prüfung werden die Auflagerbalken mit einem dünnen Gipsbett versehen und darauf das Rohr von oben gleichmäßig aufgesetzt. Der Druckbalken wird in der Scheitellinie des Rohres ebenfalls im Gipsbett verlegt. Die Prüfkraft darf nach DIN 4032 erst aufgebracht werden, wenn der Gips so hart ist, das er sich mit leichtem Druck des Fingernagels nicht mehr ritzen läßt.

Gruppe	Nennweite DN	Balkenbreite b
1	bis 400	35
2	500 bis 1000	95
3	1100 bis 1500	165

Bild 3.2: Breite b der Druck- und Auflagerbalken

Da die beschriebenen Schwingversuche bedingt durch die Begrenztheit der hydraulischen Leistung nicht unter einer Druckprüfmaschine nach DIN 51223 durchgeführt werden konnten, wurde ein eigens entwickelter Prüfstand erstellt. Dabei wurde die in Bild 12 der Norm geforderte Druckschneide durch einen Walzträger und die Einzellast durch die in Bild 3.1 dargestellten Lastpaare ersetzt. Zur Aufbringung der Lasten wurden 500 kN Amsler-Pressen benutzt. Die Größe der aufgetragenen Kräfte wurde mittels einer Kraftmeßdose und eines Öldruckgebers kontrolliert.

3.2 Meßstellenanordnung

Bei den ersten Versuchen war als einziger Meßwertgeber ein Wegaufnehmer an der Presse befestigt, der Aufschluß über das Last-Verformungsverhalten der Rohre lieferte. Vor allem bei den dynamischen Untersuchungen ergab sich jedoch die Notwendigkeit, DMS-Streifen in den Zugbereich des Rohres anzubringen, um so Informationen über die Rißentstehung und -weiterentwicklung zu bekommen. Im Bild 3.3 ist stellvertretend für alle Rohrdurchmesser die Anordnung der Meßstellen für das Rohr DN 1000 zu sehen. Außerdem wurden am Muffenende noch induktive Weggeber bzw. Meßuhren angebracht.

Bei den dynamisch beanspruchten Rohren wurde die Rißbildung in Abhängigkeit von der Lastspielzahl registriert. Die Risse wurden im Muffenbereich unter Verwendung einer Videokamera aufgezeichnet und die Breite mittels eines gezeichneten Maßstabes am Bildschirm bestimmt.

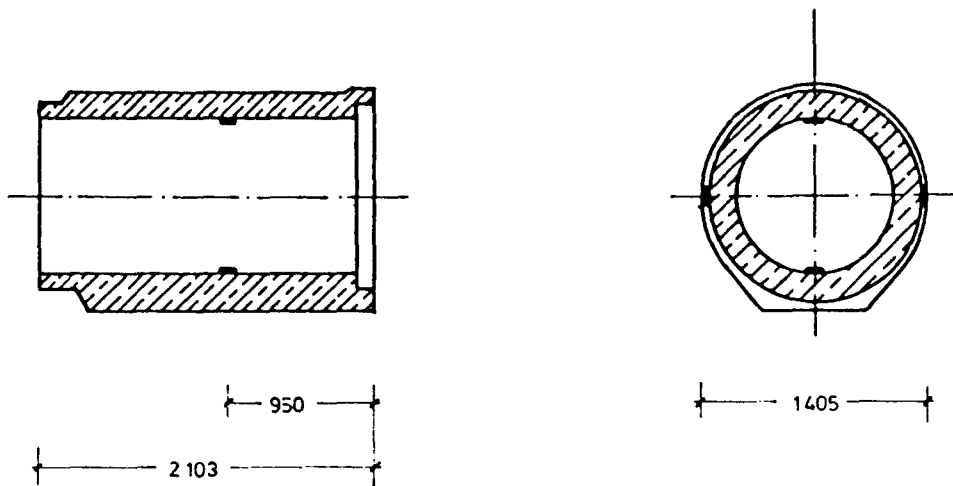


Bild 3.3: Anordnung der Dehnmeßstreifen

4 Versuchsdurchführung

4.1 Allgemeines

Zur Bestimmung der Dauerschwingfestigkeit der Rohre wurden diese sowohl einer statischen als auch dynamischen Prüfung unterzogen.

Die statische Prüfung erfolgte unter der Beachtung des Abschnittes 8.3.1 der DIN 4032. Dort ist die Scheiteldruckprüfung von unbewehrten Betonrohren geregelt. Hier wird gefordert, daß die Aufbringung der Last stoßfrei und stetig erfolgen sollte. Dabei ist die Belastungsgeschwindigkeit so zu wählen, daß nach etwa 2 Minuten die Mindestschieiteldruckkraft der DIN 4032 erreicht wird. Vor der Prüfung sollte eine Wässerung der Versuchskörper stattfinden. Darauf wurde bei den durchgeführten Untersuchungen verzichtet, um einen besseren Vergleich zwischen den Ergebnissen der statischen und der dynamischen Prüfung zu haben. Bei den dynamischen Versuchen ist eine dauernde Wässerung der Rohre nur mit technisch hohem Aufwand möglich.

Mit der dynamischen Prüfung der Rohre sollte die Größe der Dauerschwingfestigkeit ermittelt werden. Bei den Versuchen an Rohren des Durchmessers DN 1000 wurde zu diesem Zweck die Größe der Oberlast der Schwingbeanspruchung variiert, während die Unterlast konstant mit 10 % der Kurzzeitfestigkeit beibehalten wurde. Ausserdem waren die Arten der Auslagerung vor der Prüfung verschieden (Lagerung im Freien, Lagerung im Institut). Bei den Rohren mit den Durchmessern DN 800 und DN 600 wurde daneben auch der Einfluß der Schwingbreite auf die Dauerschwingfestigkeit untersucht. Dazu wurde ein Teil der Rohre mit einer niedrigen Unterlast von 10 % der Kurzzeitfestigkeit und der andere mit einer höheren Unterlast beansprucht.

4.2 Statische Prüfung

Die Bruchlasten sowie das Prüfalger der Versuchskörper, welche einer statischen Prüfung unterworfen wurden, sind in Bild 4.1 dargestellt und mit den in DIN 4032 geforderten Mindestschieiteldruckkräften verglichen. Die Prüfungen ergaben, daß die Rohre der Größe DN 1000 die Mindestwerte der DIN 4032 knapp erreichten, während die Bruchlasten der kleineren Rohre um etwa 10 %

(DN 800) bzw. etwa 30 % (DN 600) darüber lagen. Entsprechend der Normbedingung trat der Bruch etwa 2 Minuten nach Belastungsbeginn auf.

Im Versagenszustand bildet sich zuerst ein RiB im Scheitelbereich und anschließend, unmittelbar darauf folgend, im Sohl- und im Kämpferbereich. Exemplarisch ist in Bild 4.2 ein Rohr DN 1000 im Bruchzustand dargestellt. Hieraus wird auch die im Abschnitt 5 erläuterte Beanspruchungsverteilung über den Rohrumfang deutlich.

Versuchsrohr	Versuchsalter Tage	Bruchlast F kN	bezogene Bruchlast kN/m	mittl. bez. Bruchlast kN/m	Normlast kN/m
1000-1	69	308	154	152,5	152
1000-2	74	300	150		
1000-7	121	307	153,5		
800-1	153	361,5	144,6	139,6	125
800-2	159	346,5	138,6		
800-3	161	339,0	135,6		
600-1	267	306,6	122,6	139,7	98
600-2	270	346,2	138,5		
600-3	277	334,1	133,6		

Bild 4.1: Bruchlasten der statisch geprüften Versuchsrohre

In den Bildern 4.3 - 4.5 sind die Lastverformungskurven (Last über dem Zylinderkolbenweg) der statisch geprüften Rohre dargestellt. Daraus ergibt sich, daß mit abnehmendem Rohrdurchmesser die Unterschiede in den Lastverformungskurven zunehmen. Dies geht allerdings auch mit einer entsprechenden Überschreitung der Bruchlasten gegenüber der Normlast einher.

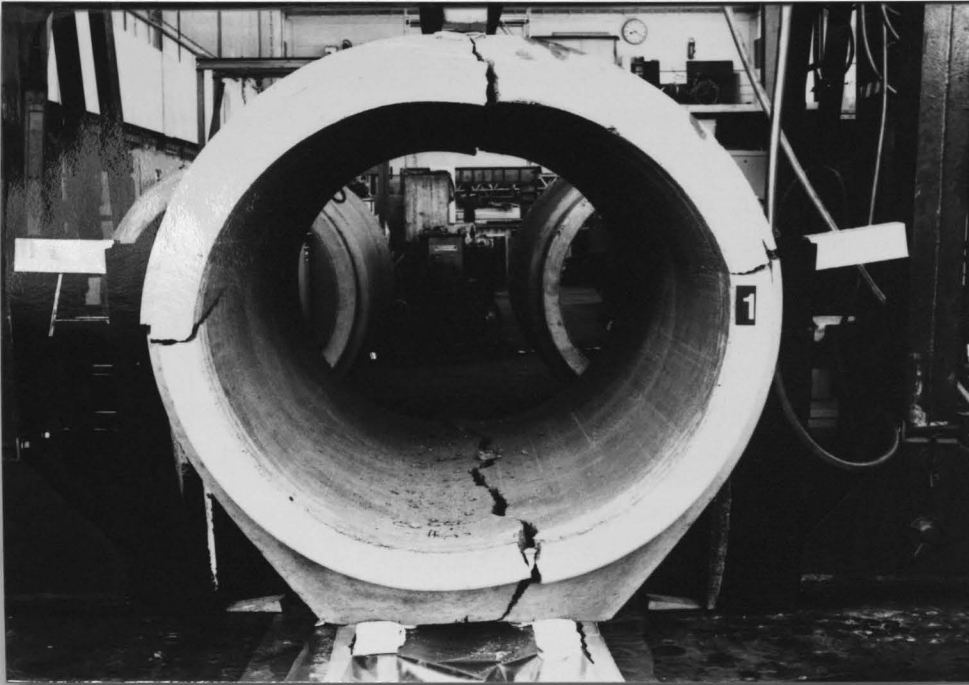


Bild 4.2: Bruchbild eines Versuchsrohres DN 1000 nach statischer Prüfung

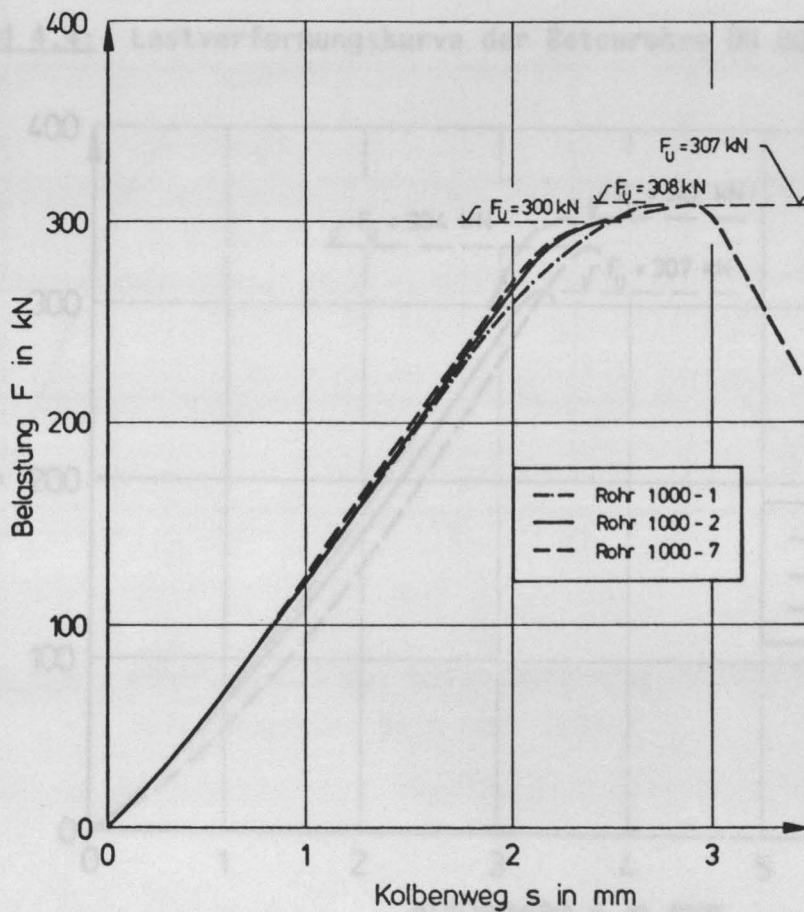


Bild 4.3: Lastverformungskurve der Betonrohre DN 1000

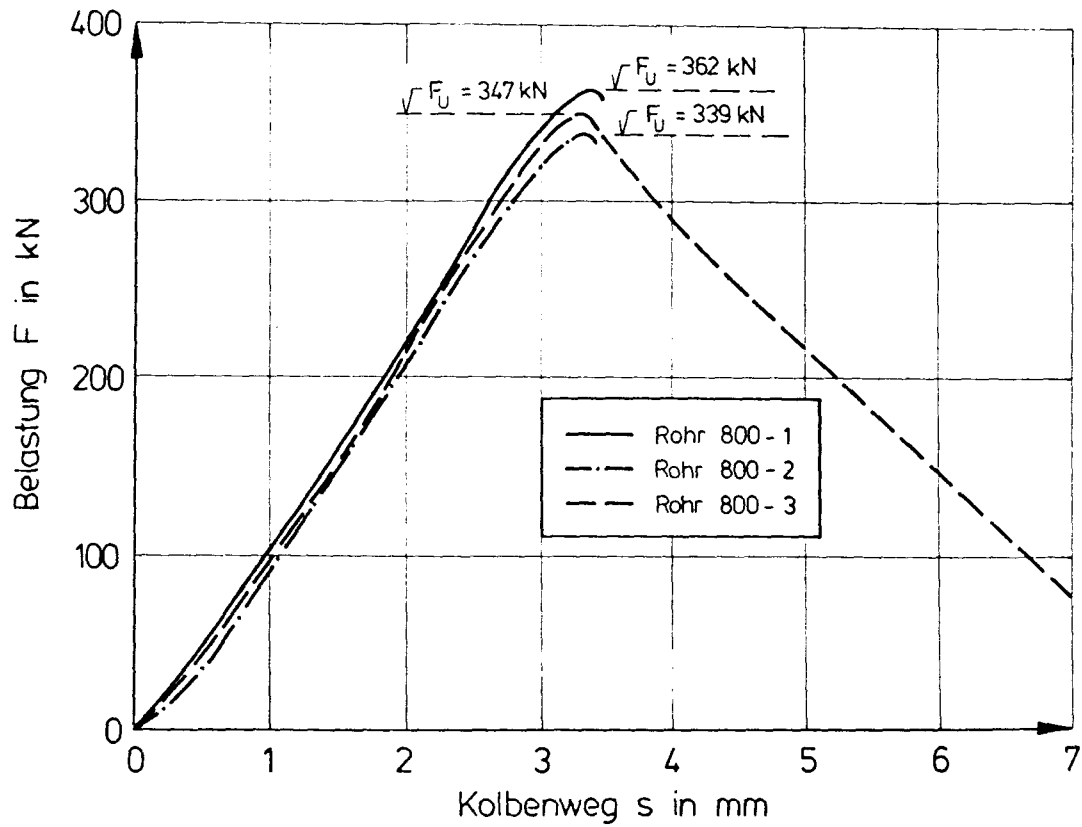


Bild 4.4: Lastverformungskurve der Betonrohre DN 800

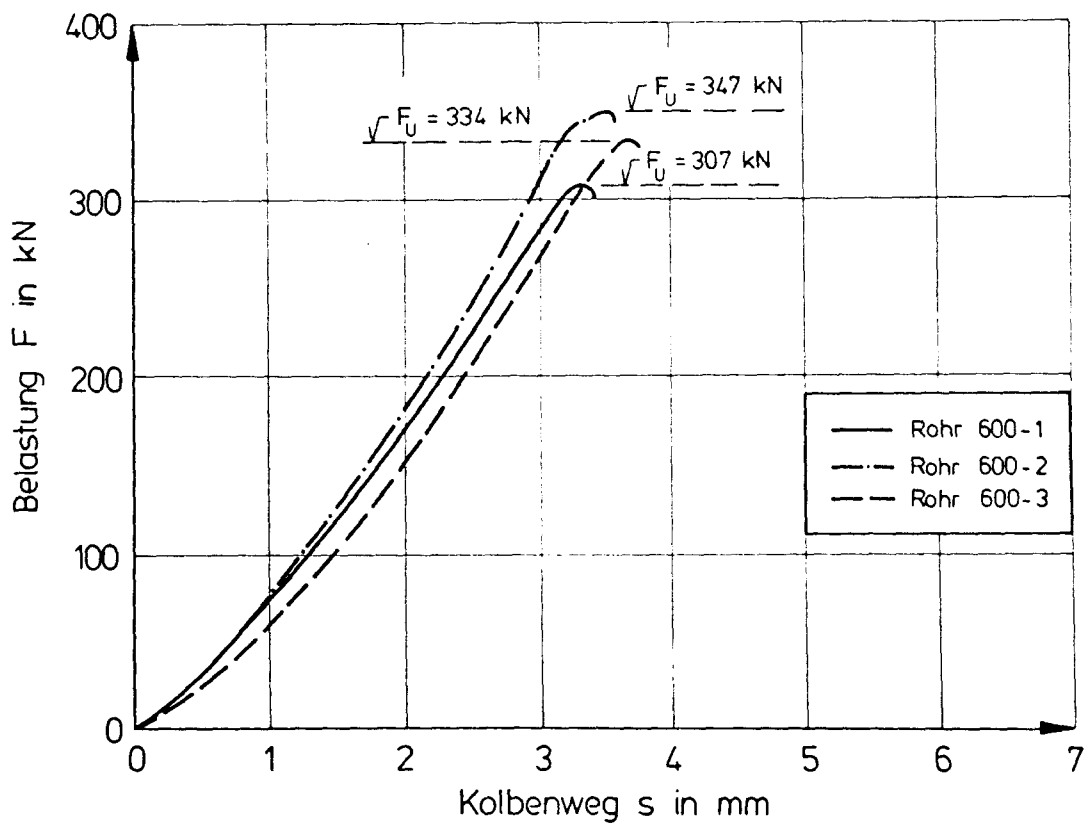


Bild 4.5: Lastverformungskurve der Betonrohre DN 600

Zu dem Rohr 1000-7 ist folgendes zu vermerken. Es wurde 121 Tage nach der Herstellung geprüft und war während der Lagerung ungeschützt der Sonnenbestrahlung ausgesetzt. Die dynamischen Versuche zeigten Einflüsse dieser Temperaturbeanspruchung auf die Größe der Schwingbeanspruchung. In dem statischen Versuch konnte jedoch keine Tragfähigkeitseinbuße festgestellt werden. Die Bruchlast unterscheidet sich auch nur unwesentlich von denjenigen der geprüften Rohre 1000-1 und 1000-2. Auch das Bruchbild der Rohre war weitgehend identisch mit demjenigen der anderen Prüfkörper. Der im Scheitel des Rohres 1000-7 angebrachte DMS zeigt einen Rißbeginn bei etwa 65 % der Bruchlast an (siehe Bild 4.6). Dieser scheint niedriger als bei den nicht temperaturbeaufschlagten Rohren zu sein.

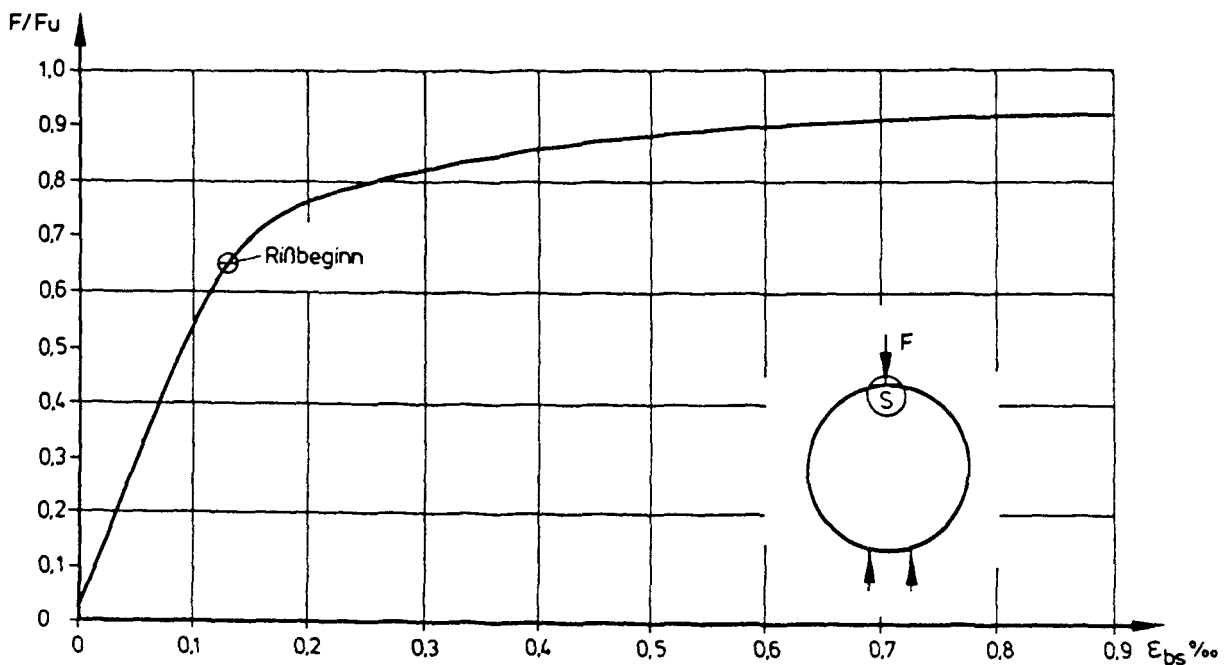


Bild 4.6: Abhängigkeit der Betonzugdehnung im Rohrscheitel von der Belastungshöhe beim Rohr 1000-7

4.3 Dynamische Untersuchung der Rohre

4.3.1 Allgemeines

Ziel der Untersuchung war es, Hilfsmittel und stoffliche Grundlagen für den in /1/ geforderten Nachweis des Dauerschwingverhaltens zu liefern.

Die bei häufiger Lastwiederholung ertragbare Beanspruchung, die Dauerschwingfestigkeit, ist generell kleiner als die bei zügiger Laststeigerung von Null bis zum Versagen ermittelte Kurzzeitfestigkeit. Die Ursache dafür ist, daß Belastungswechsel hinreichender Größe im Werkstoff Strukturänderungen hervorrufen, die sich über die Zeit akkumulieren und schließlich zum Bruch führen.

Grundlage des Werkstoffverhaltens unter dynamischer Beanspruchung bildet die **Wöhlerlinie**. Sie beschreibt den Zusammenhang zwischen Schwingbreite und ertragbarer Lastspielzahl bei vorgegebener Unterspannung. Im allgemeinsten Fall geht sie im Bereich von 10^6 bis 10^8 Lastwechsel in eine Horizontale über, dessen Ordinate die Dauerschwingfestigkeit darstellt. Aus normativen Gründen wird die Festigkeit, die ein Baustoff oder Bauteil 2 Millionen Lastwechsel ertragen hat, als Dauerschwingfestigkeit bezeichnet. Bei zementgebundenen Baustoffen sinkt die Schwingfestigkeit auch nach 2 Millionen Lastspielen noch etwa um 10 % weiter ab.

Nach Weigler /9/ besitzt die Wöhlerlinie aber noch eine weitergehende Bedeutung. Sie unterteilt nämlich das Festigkeitsverhalten eines Werkstoffes schlechthin in drei charakteristische Bereiche (siehe Bild 4.7).

Der Bereich um den Schnittpunkt mit der Spannungsachse entspricht der Kurzzeitfestigkeit. Daran schließt sich unterhalb des geneigten Astes der Zeitfestigkeitsbereich an. Hier führt jede Schwingbeanspruchung früher oder später zum Bruch, die Lebensdauer ist also begrenzt. Dieser Bereich geht unterhalb des waagerechten Astes in den Dauerfestigkeitsbereich über. Beanspruchungen bis zu dieser Höhe können beliebig oft ertragen werden.

Bei der Bemessung eines Bauteils geht man üblicherweise davon aus, daß die aufzunehmenden Lasten dauernd vorhanden sind und setzt bei der Druckfestigkeit des Betons das Verhältnis Dauer - zu Kurzzeitfestigkeit mit 0,8 an.

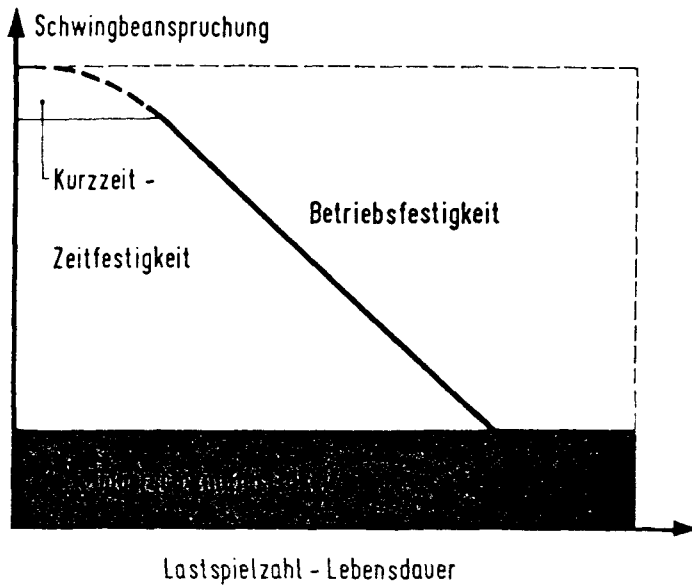


Bild 4.7: Bedeutung der Wöhlerlinie

Dies ist zutreffend für eine ruhende Belastung. Aber auch die Auswirkung einer über die Zeit veränderlichen Nutzlast wird damit in der Mehrzahl der Fälle ausreichend erfasst. Der Anteil des Eigengewichtes bzw. der ständigen Belastung an der Gesamtbelastung eines Bauteils liegt im Regelfall zwischen $1/3$ und $2/3$. Für das entsprechende Verhältnis Unter - zu Oberspannung beträgt die Dauerschwingfestigkeit ebenfalls etwa 80 % der Kurzzeitfestigkeit.

Dies ist auch bei Rohren mit einer Überschüttungshöhe $> 1,50$ m der Fall. Hier kann mit den Rechenwerten der Norm sowohl der Dauerzustand als auch der Einfluß einer veränderlichen Nutzlast beschrieben werden. Bei kleineren Überschüttungshöhen kann der Anteil der ständigen Last an der Gesamtlast auf etwa 10 % herabsinken, wie eine Berechnung nach der ATV (siehe auch Kapitel 6) gezeigt hatte. Für diesen Belastungsfall wurden die dynamischen Untersuchungen konzipiert.

Zur Ermittlung des Einflusses der Schwingbreite auf die Schwingfestigkeit wurde bei den Rohren des Durchmessers DN 800 und DN 600 auch der Anteil der Unterlast an der Gesamtlast variiert.

4.3.2 Dynamische Untersuchung der Rohre DN 1000

4.3.2.1 Allgemeines

Die dynamischen Untersuchungen bauen auf den statischen Belastungsversuchen auf. Die an den statischen Untersuchungen festgestellten Bruchlasten entsprachen fast genau der Mindestscheiteldruckkraft nach DIN 4032. Diese wird nachfolgend als Kurzzeitfestigkeit bezeichnet, während die Schwingfestigkeit bzw. auch die Wöhlerlinie durch die Versuche zu ermitteln war. Nachfolgend werden nun die einzelnen Untersuchungen und ihre Ergebnisse kurz beschrieben.

4.3.2.2 Versuchsrohr 1000-3

Das 3. Rohr war zu Versuchsbeginn 75 Tage alt. Es wurde einer Schwingbeanspruchung ausgesetzt. Herrührend aus den Versuchserfahrungen an Biegezugkörpern, bei denen eine Schwingfestigkeit von etwa 60 % der Kurzzeitfestigkeit ermittelt wurde, erfolgte hier eine Festlegung der Oberlast auf 60 % der Mindestscheiteldruckkraft. Als Unterlast wurden 10 % des Mindestwertes nach DIN 4032 angesetzt.

$$\text{Oberlast } F_1 = 0,6 \cdot 304 = 182,4 \text{ kN}$$

$$\text{Unterlast } F_2 = 0,1 \cdot 304 = 30,4 \text{ kN}$$

Unter dieser Schwingbeanspruchung ertrug das Rohr innerhalb von 20 Tagen ($f \sim 1,15 \text{ Hz}$) insgesamt 2 Millionen Lastwechsel, ohne daß sich Schädigungen zeigten.

Da dieser Grenzwert als Maß für eine beliebig oft zu ertragende Beanspruchung steht, kann aus diesem Versuch auf eine Mindestschwingfestigkeit von 60 % der Kurzzeitfestigkeit geschlossen werden.

Um eine Wöhlerlinie zu erhalten, die Aufschluß über die Festigkeit in Abhängigkeit von der Lastspielzahl gibt, wurde anschließend dieses Rohr einer 2. Schwingbeanspruchung mit folgenden Ober- bzw. Unterlasten unterworfen:

$$\text{Oberlast } F_1 = 0,66 \cdot 304 = 200 \text{ kN}$$

$$\text{Unterlast } F_2 = 0,10 \cdot 304 = 30,4 \text{ kN}$$

Hier wurde der Versuch nach 55000 LW abgebrochen, da das Rohr noch unbeschädigt war und es Ziel dieser nachfolgenden Untersuchung war, die Bruchfestigkeit des Rohres bei einer verhältnismäßig kleinen Lastwechselzahl zu bestimmen.

Bei der anschließenden 3.Schwingbeanspruchung wurde deshalb das Rohr mit einer höheren Oberlast beaufschlagt

$$\text{Oberlast } F_1 = 0,72 \cdot 304 = 220 \text{ kN}$$

$$\text{Unterlast } F_2 = 0,10 \cdot 304 = 30,4 \text{ kN}$$

Da auch diese Schwingbeanspruchung von dem Rohr über 55000 LW ertragen wurde, erfolgte anschließend eine erneute Heraufsetzung der Oberlast auf:

$$\text{Oberlast } F_1 = 0,79 \cdot 304 = 240 \text{ kN}$$

$$\text{Unterlast } F_2 = 0,10 \cdot 304 = 30,4 \text{ kN}$$

Unter dieser Schwingbeanspruchung ertrug das Rohr 5378 LW.

Das Rohr im Bruchzustand ist in Bild 4.8 dargestellt. Es unterscheidet sich nicht wesentlich von demjenigen der statisch geprüften Versuchskörper.

Die Lastverformungskurve des Rohres für den 1. Belastungsversuch ist in Bild 4.9 dargestellt. Hier zeigt sich eine starke Zunahme der Verformung unter Schwingbeanspruchung, die zum einen auf ein Schwingkriechen, zum anderen auch auf eine bleibende Verformung der Lasteinleitungsbereiche zurückzuführen ist.



Bild 4.8: Bruchbild des Rohres 1000-3

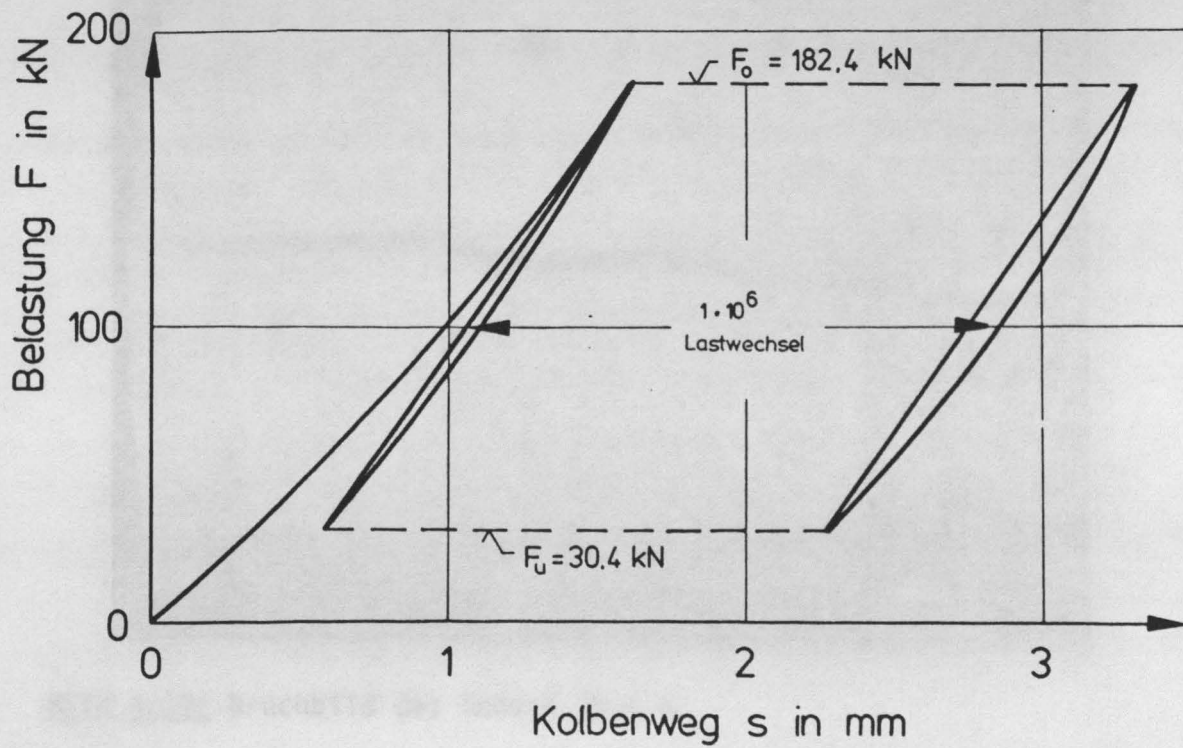


Bild 4.9: Lastverformungskurve des Rohres 1000-3

4.3.2.3 Versuchsrohr 1000-4

Aufbauend auf den Versuchserfahrungen des Rohres 1000-3 wurde dieser Versuchskörper im Alter von 96 Tagen folgender Schwingbeanspruchung ausgesetzt:

$$\text{Oberlast } F_1 = 0,7 \cdot 304 = 212,8 \text{ kN}$$

$$\text{Unterlast } F_2 = 0,1 \cdot 304 = 30,4 \text{ kN}$$

Während der Schwingbeanspruchung wurde das Rohr intensiv im Hinblick auf eine mögliche Rißbildung untersucht. Dabei zeigte sich ein erster Riß im Muffenscheitelbereich bei 121000 LW.

Dieser wuchs sowohl in seiner Länge als auch Ausdehnung während der weiteren Schwingbeanspruchung an, bis schließlich bei 598000 LW der Bruch erfolgte. Das Bruchbild ähnelt demjenigen der bisher geprüften Versuchsbalken (siehe Bild 4.10). Auch die Lastverformungskurve zeigt ähnliche Tendenzen wie diejenige des vergleichbaren Rohres 1000-3 (siehe Bild 4.11).

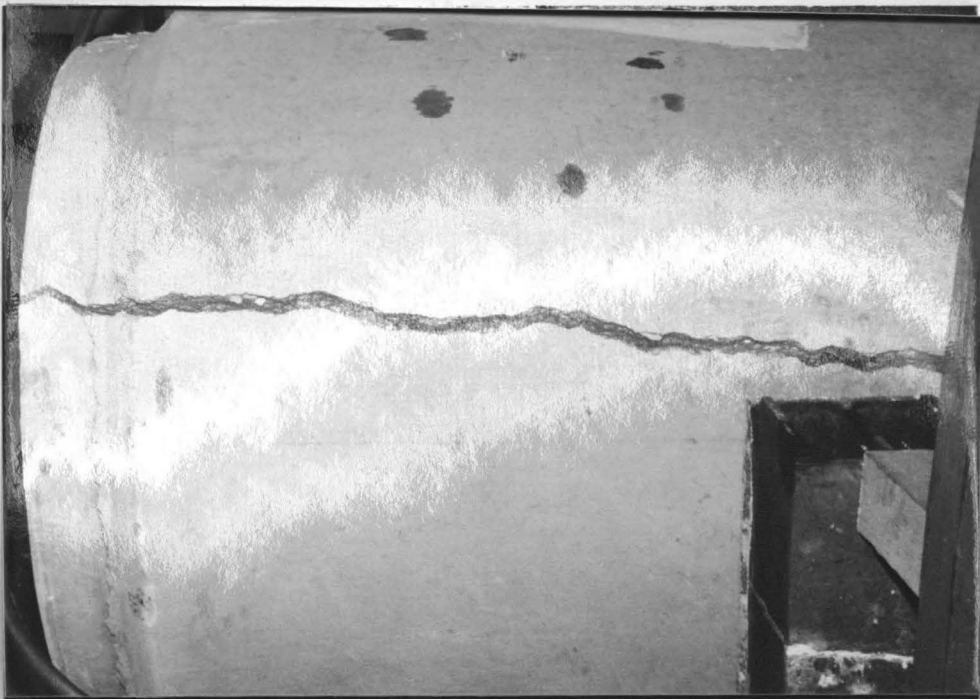


Bild 4.10: Bruchbild des Rohres 1000-4

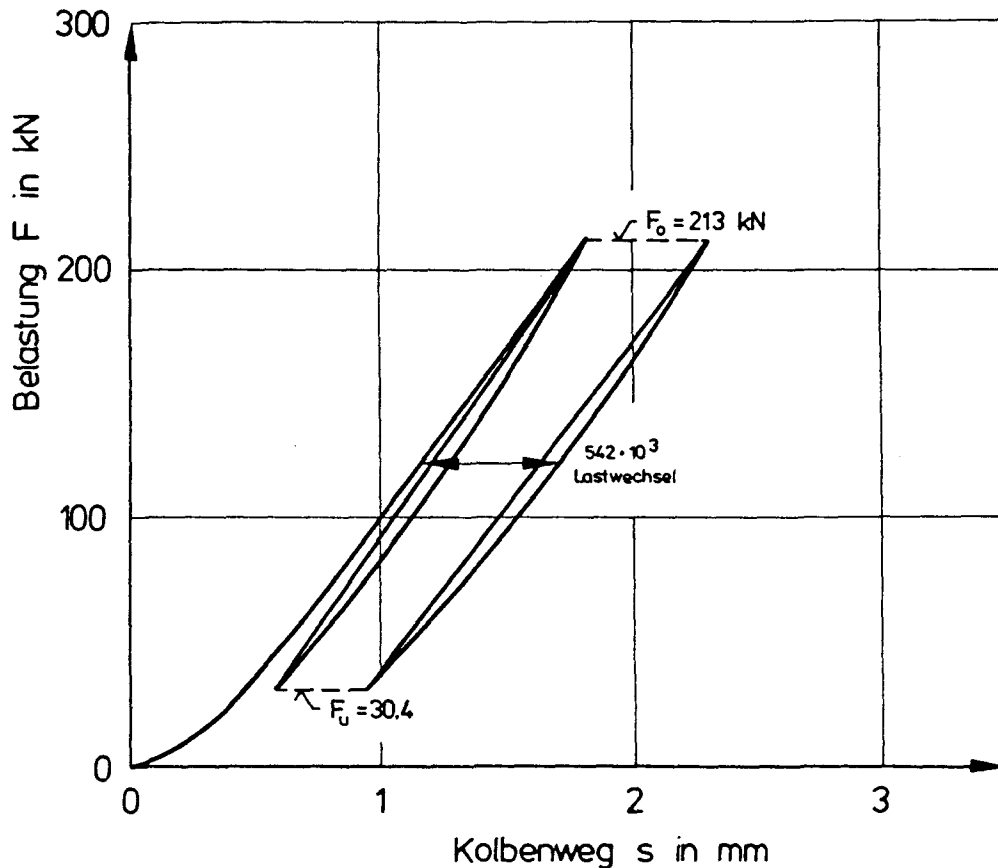


Bild 4.11: Lastverformungskurve des Rohres 1000-4

4.3.2.4 Versuchsrohr 1000-5

Das Rohr 1000-5 wurde im Alter von 106 Tagen folgender Schwingbeanspruchung ausgesetzt:

$$\text{Oberlast } F_1 = 0,65 \cdot 304 = 197,6 \text{ kN}$$

$$\text{Unterlast } F_2 = 0,10 \cdot 304 = 30,4 \text{ kN}$$

Auch hier wurde das Rohr während der Schwingbeanspruchung intensiv auf eine mögliche Rißbildung untersucht. Außerdem war im Rohrscheitel 95 cm vom Muffenende entfernt ein DMS angebracht, der auch Aufschluß über mögliche Rißbildung geben konnte. Erstaunlicherweise zeigte sich schon nach etwa 1000 LW ein Riß im Muffenscheitelbereich.

Da bedingt durch diese sich derart früh abzeichnende Rißbildung auf eine Transportbeschädigung des Rohres geschlossen wurde, erfolgte nach 1786 Lastwechseln ein Abbruch der Schwingbeanspruchung.

Das Versuchsrohr wurde anschließend mit dieser Vorschädigung einem statischen Bruchversuch unterworfen. Die Bruchlast betrug 276 kN, das sind 91 % der Mindestscheiteldruckkraft. Dieses Ergebnis läßt nicht unbedingt auf eine Transportbeschädigung schließen, da hierdurch höhere Traglasteinbußen zu erwarten gewesen wären. Das Bruchbild des Rohres ähnelt demjenigen der vorher geprüften Versuchskörper. Die Lastverformungskurve ist in Bild 4.12 dargestellt.

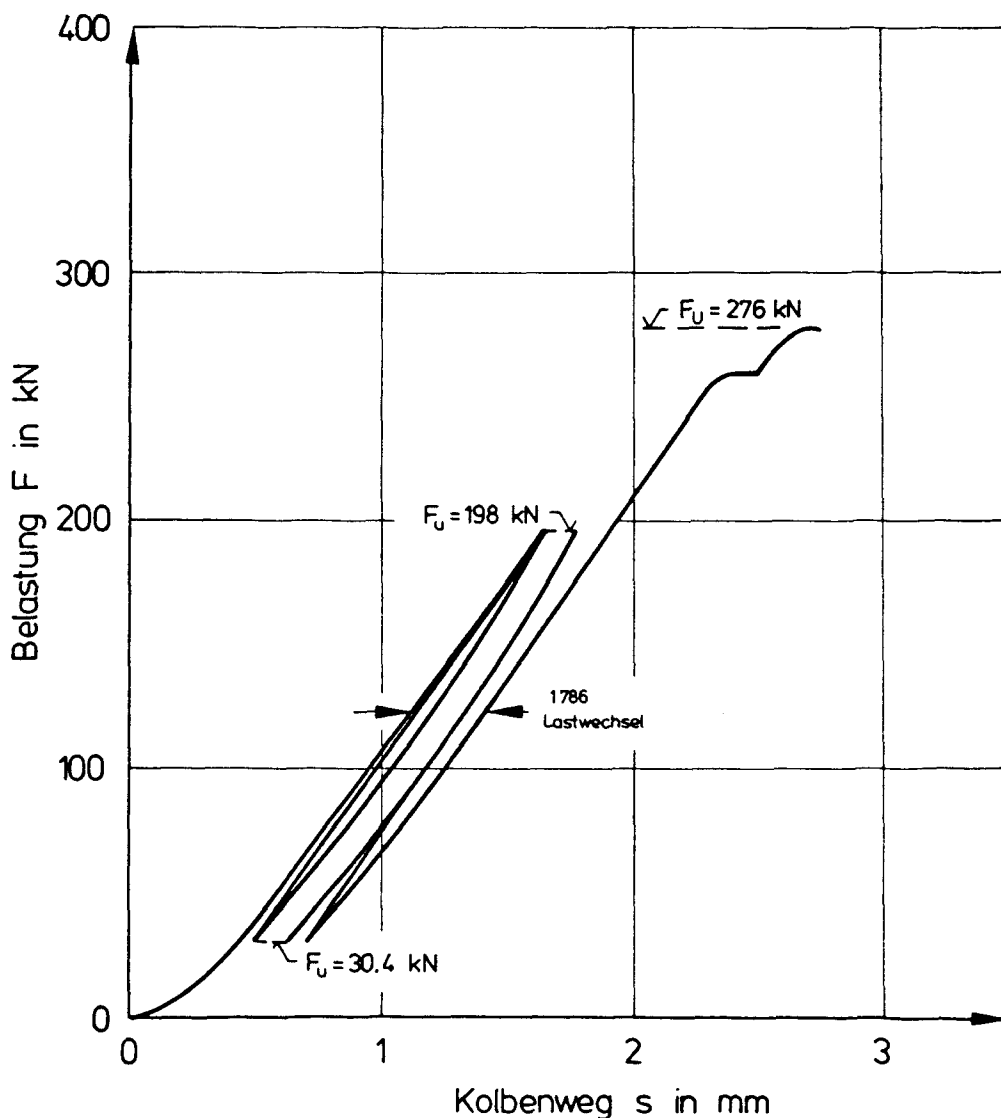


Bild 4.12: Lastverformungskurve des Rohres 1000-5

4.3.2.5 Versuchsrohr 1000-6

Das Rohr 1000-6 wurde im Alter von 114 Tagen mit der Schwingbeanspruchung geprüft, mit der auch Rohr 1000-5 untersucht wurde.

$$\text{Oberlast } F_1 = 0,65 \cdot 304 = 197,6 \text{ kN}$$

$$\text{Unterlast } F_2 = 0,10 \cdot 304 = 30,4 \text{ kN}$$

Diese Untersuchung diente als Vergleichsuntersuchung zur weiteren Überprüfung der evtl. vorhandenen Transportbeschädigung bei Rohr 5.

Hier erfolgte bei 5000 LW eine Rißbildung im Muffenscheitelbereich. Der Bruch trat nach 474400 LW unter Ausbildung des bekannten Bruchbildes ein. Das Lastverformungsdiagramm ist in Bild 4.13 dargestellt.

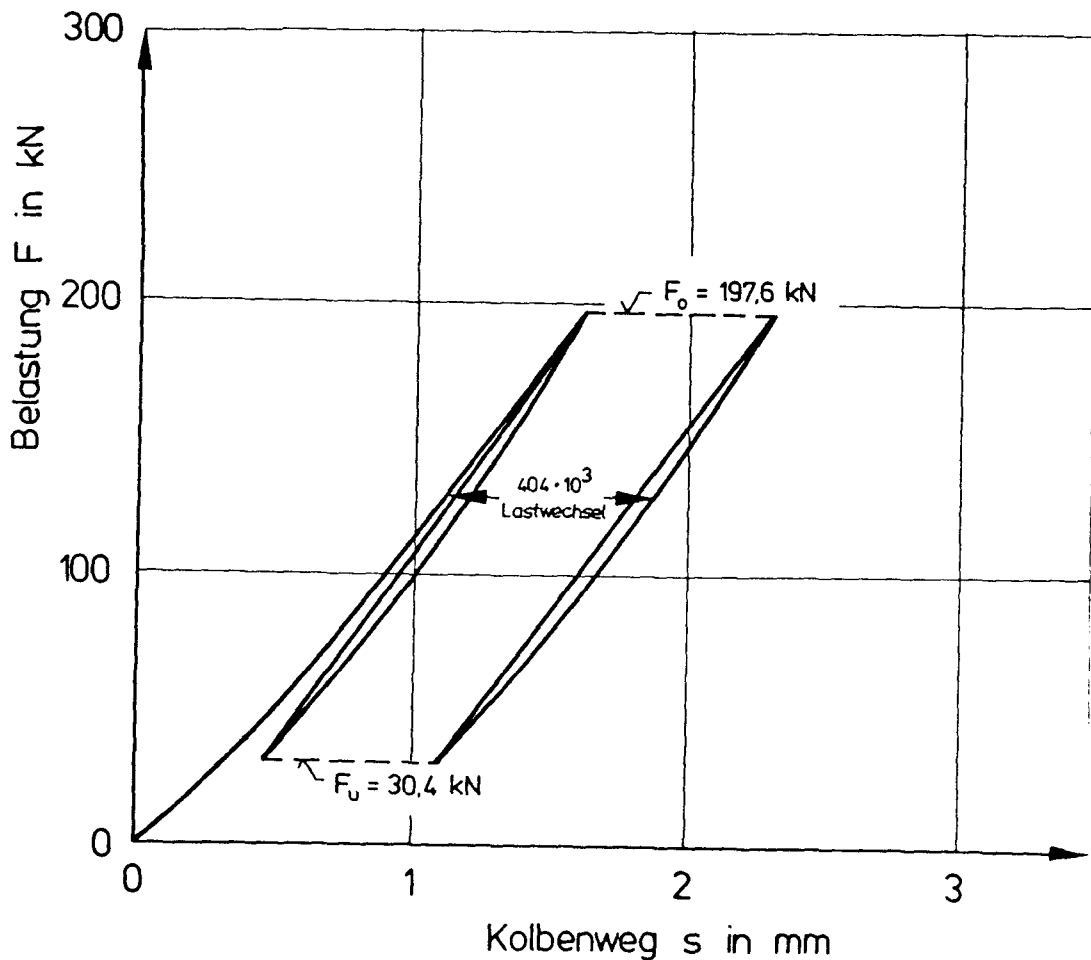


Bild 4.13: Lastverformungskurve des Rohres 1000-6

Aus den Versuchen 1000-5 und 1000-6 ergibt sich, daß diese ein im Vergleich zu den vorher geprüften schwingbeanspruchten Rohren 1000-3 und 1000-4 geändertes Tragverhalten zeigen. Ein Grund für dieses bei den letzten Versuchen beobachtete Verhalten scheint in der Lagerung dieser Rohre während der Sommerzeit im gegenüber der Sonnenbelastung ungeschützten Zustand auf dem Institutshof begründet zu sein. Zur Überprüfung dieses Tatbestandes wurde das nächste Rohr 1000-7 nochmals einer statischen Untersuchung ausgesetzt (siehe Abschnitt 4.2).

4.3.2.6 Versuchsrohr 1000-8

Um den schwingfestigkeitsmindernden Einfluß der Sonnenbestrahlung zu bestätigen, wurden anschließend zwei "sommerschädigte" Rohre einer Schwingbeanspruchung ausgesetzt. Das Rohr 1000-8 wurde im Alter von 125 Tagen der gleichen Schwingbeanspruchung wie Rohr 1000-3 unterworfen.

$$\text{Oberlast } F_1 = 0,6 \cdot 304 = 182,4 \text{ kN}$$

$$\text{Unterlast } F_2 = 0,1 \cdot 304 = 30,4 \text{ kN}$$

Schon nach etwa 100 Lastwechseln bildet sich am Muffenende ein Riß im Scheitelbereich aus. Bei 600 Lastwechseln lief dieser Scheitelriß über die gesamte Rohrlänge hindurch. Nach anschließender Rißbildung in der Sohle und im Kämpferbereich trat nach 1100 Lastwechseln der Probenbruch unter Ausbildung des bekannten Bruchbildes ein. Das Lastverformungsdiagramm ist in Bild 4.14 dargestellt. Dieser Versuch bestätigte im direkten Vergleich zum Rohr 1000-3 den schwingfestigkeitsmindernden Einfluß der Temperaturbeanspruchung.

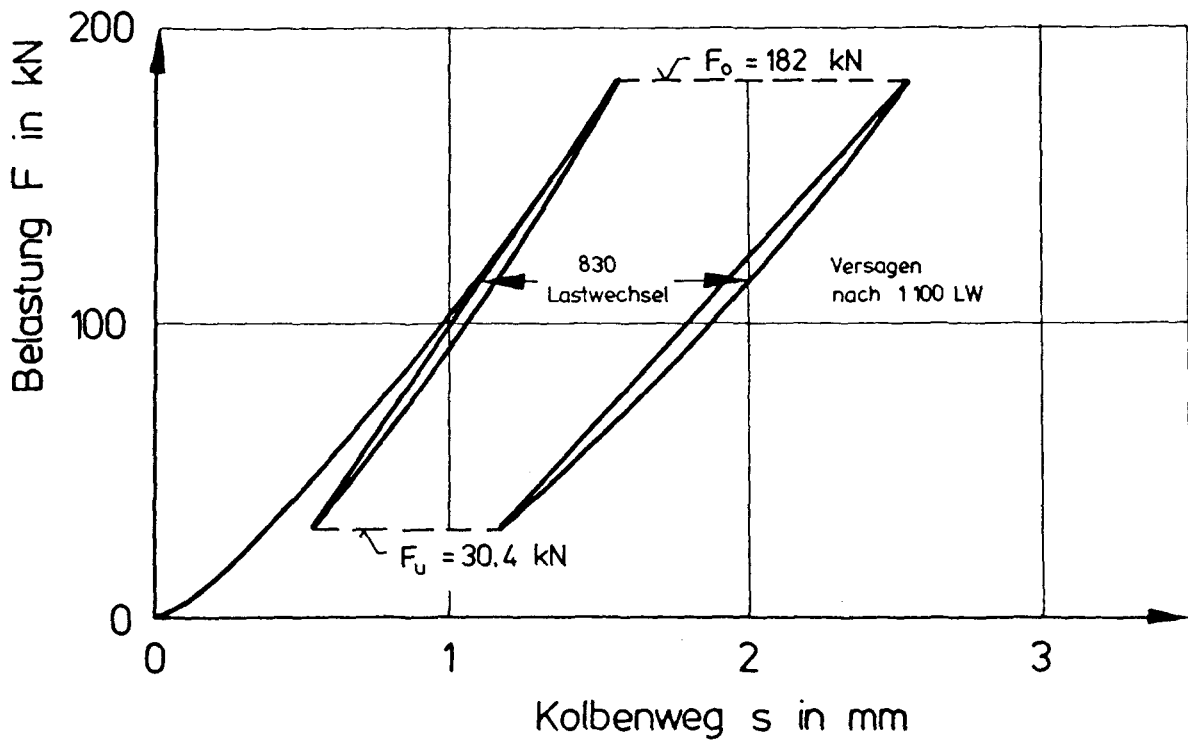


Bild 4.14: Lastverformungskurve des Rohres 1000-8

4.3.2.7 Versuchsrohr 1000-9

Zur Feststellung der Schwingfestigkeit wurde dieses ebenfalls der Sonnenbestrahlung ausgesetzte Rohr im Alter von 127 Tagen folgender Schwingbeanspruchung ausgesetzt:

$$\text{Oberlast } F_1 = 0,5 \cdot 304 = 152 \text{ kN}$$

$$\text{Unterlast } F_2 = 0,1 \cdot 304 = 30,4 \text{ kN}$$

Unter dieser Beanspruchung zeigte sich nach 15000 Lastwechseln ein Riß im Scheitelmuffenbereich. Dieser breitete sich im Laufe der Lastgeschichte langsam über die Rohrlänge aus (siehe hierzu Bild 4.15).

Der Bruch des Rohres trat in der bekannten Art nach 282534 Lastwechseln auf. Das Lastverformungsdiagramm des Rohres ist in Bild 4.16 dargestellt.

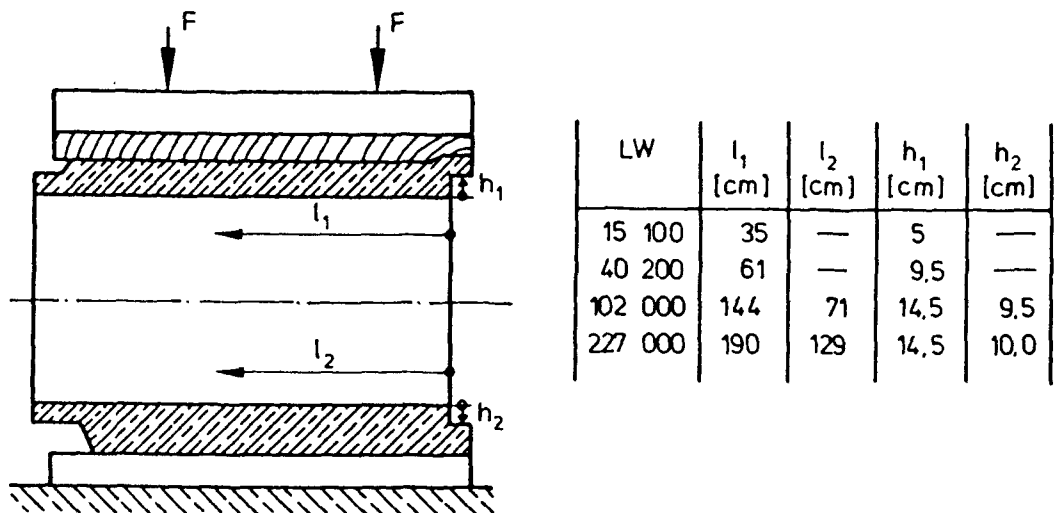


Bild 4.15: Rißentwicklung des Versuchsrohres 1000-9

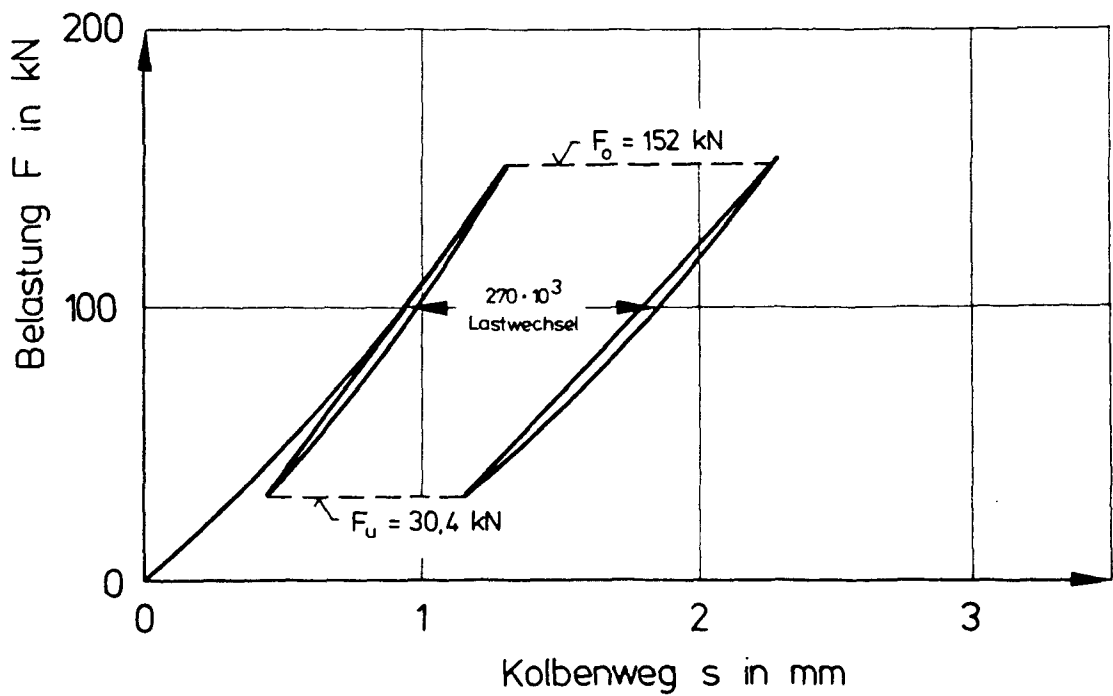


Bild 4.16: Lastverformungsdiagramm des Rohres 1000-9

4.3.3 Dynamische Untersuchung der Rohre DN 800

4.3.3.1 Versuchsrohr 800-4

Der Versuchsbeginn für das 4. Rohr war am 05.02.1987. Dieses Rohr wurde einer Schwingbeanspruchung mit einer Frequenz von $f \sim 0,8$ Hz ausgesetzt. Die Unterlast betrug 10 % der Kurzzeitfestigkeit, die Oberlast wurde für eine 1. Schwingbeanspruchung zu 57 % der Kurzzeitfestigkeit festgelegt.

$$F_1 = 0,1 \cdot 349 = 35 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0,57 \cdot 349 = 200 \text{ kN}$$

Mit dieser Schwingbelastung wurden die als Grenze der Dauerschwingfestigkeit geltenden 2 Millionen Lastwechsel erreicht. Jetzt wurde die Oberlast auf $F_2 = 0,645 \cdot 349 = 225$ kN heraufgesetzt, um eine Art Wöhlerlinie zu erzeugen. Nach 230000 Lastwechseln ist die Oberlast für eine 3. Schwingbelastung auf 250 kN (= 71,6 %) angehoben worden. Diese Belastung führte nach 6500 Lastwechseln am 10.03.87 zum Bruch des Rohres.

Eine versuchsbegleitende Rißbeobachtung zeigte einen ersten Riß im Scheitel des Rohres nach etwa 56000 Lastwechseln. Dem folgte nach etwa 270000 Lastwechseln ein Riß in der Sohle. Die Risse traten zuerst im Muffenbereich auf und breiteten sich im Laufe des Versuchs über die Rohrlänge aus. Die Rißweite im Scheitel betrug nach Ende der 1. Schwingbelastung etwa 0,3 mm, in der Sohle 0,1 mm.

Exemplarisch für die Rohre DN 800 sind hier Bruchbild und Lastverformungskurve angegeben. Das Bruchbild (Bild 4.17) unterscheidet sich kaum von dem der statisch geprüften Rohre. In der mit Bild 4.18 angegebenen Lastverformungskurve ist eine deutliche Zunahme der Verformungen durch die dynamische Belastung bemerkbar. Bei den folgenden Versuchen gab es keine besonderen Abweichungen von diesen Beobachtungen.

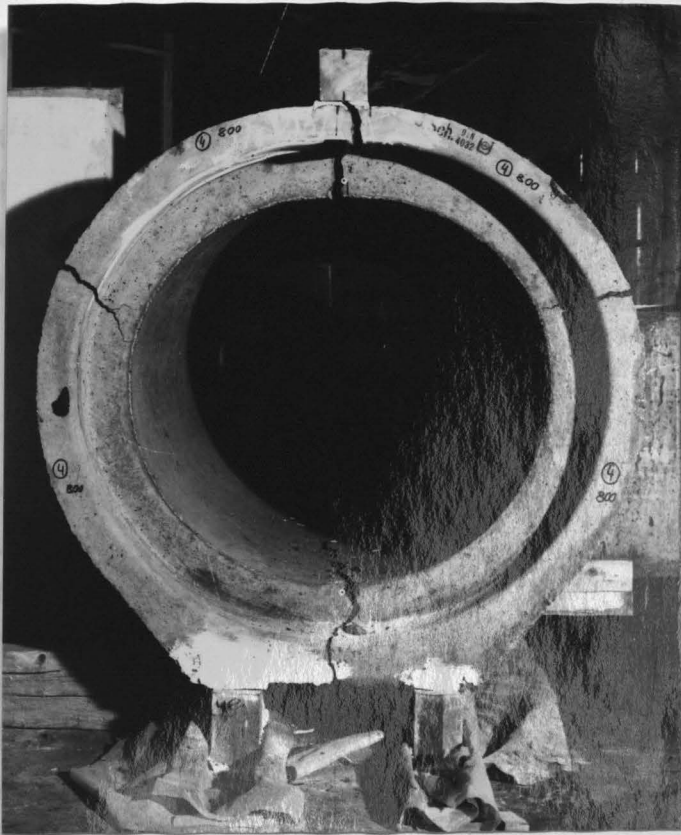


Bild 4.17: Bruchbild Rohr 800-4

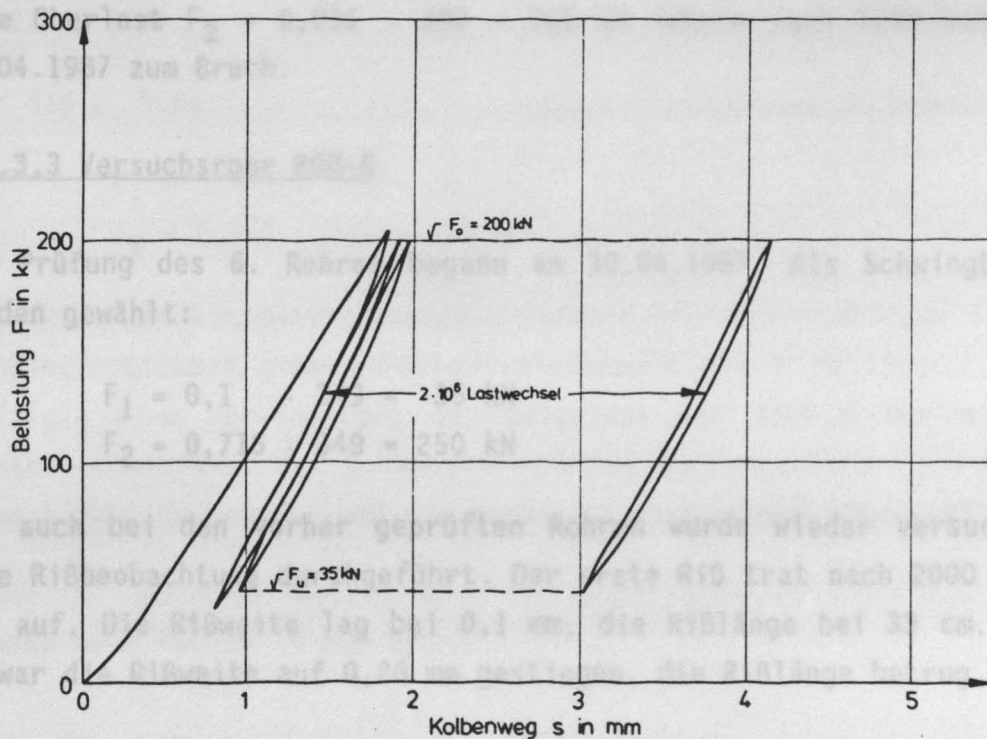


Bild 4.18: Lastverformungskurve des Rohres 800-4

4.3.3.2 Versuchsrohr 800-5

Mit der dynamischen Prüfung dieses Rohres wurde am 13.03.1987 begonnen. Nach den Erfahrungen mit dem Rohr 800-4 wurde hier bei der gleichen Unterlast eine höhere Oberlast gewählt. Für die erste Schwingbeanspruchung wurde folgende Belastung gewählt:

$$F_1 = 0,1 \cdot 349 = 35 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0,645 \cdot 349 = 225 \text{ kN}$$

Während dieser Schwingbeanspruchung wurde wieder verstärkt auf die Ribbildung geachtet. Ein erster Rib stellte sich im Muffenbereich des Scheitels schon nach 1000 Lastwechseln ein. Dieser weitete sich aber bis zum Erreichen von 2 Millionen Lastwechseln nicht wesentlich aus. Jetzt wurde die Oberlast für eine zweite Schwingbeanspruchung auf 250 kN (= 71,6 %) erhöht. Unter dieser Last verdoppelte sich die Ribbreite auf 0,16 mm. Nach 672000 Lastwechseln wurde die Oberlast für die 3. Schwingbelastung auf $F_2 = 0,788 \cdot 349 = 275 \text{ kN}$ angehoben. Die 3. Schwingbelastung wurde nach 214000 Lastwechseln abgebrochen und die Oberlast auf $F_2 = 0,86 \cdot 349 = 300 \text{ kN}$ gesetzt. Nach 48000 Lastwechseln wurde noch einmal die Oberlast erhöht. Die neue Oberlast $F_2 = 0,931 \cdot 349 = 325 \text{ kN}$ führte nach 7600 Lastwechseln am 28.04.1987 zum Bruch.

4.3.3.3 Versuchsrohr 800-6

Die Prüfung des 6. Rohres begann am 30.04.1987. Als Schwingbeanspruchung wurden gewählt:

$$F_1 = 0,1 \cdot 349 = 35 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0,716 \cdot 349 = 250 \text{ kN}$$

Wie auch bei den vorher geprüften Rohren wurde wieder versuchsbegleitend eine Ribbeobachtung durchgeführt. Der erste Rib trat nach 2000 LW im Scheitel auf. Die Ribweite lag bei 0,1 mm, die Riblänge bei 33 cm. Nach 375000 LW war die Ribweite auf 0,26 mm gestiegen, die Riblänge betrug 162 cm.

Der Bruch des Rohres 800-6 trat nach 399800 LW ein.

4.3.3.4 Versuchsrohr 800-7

Das Rohr 800-7 wurde im Alter von 269 Tagen (11.05.87) geprüft. Hier erfolgte im Vergleich zu den vorher beschriebenen Prüfkörpern eine Anhebung der Unterlast auf 23,6 % der Kurzzeitfestigkeit. Für die Schwingbeanspruchung wurden folgende Lasten gewählt:

$$F_1 = 0,236 \cdot 349 = 82,5 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0,716 \cdot 349 = 250 \text{ kN}$$

Versuchsbegleitend erfolgte ein Beobachten der Risse. Schon nach 3000 LW zeigte sich im Scheitelbereich ein Riß von 0,3 mm Breite, auch in der Sohle war ein Riß von 0,15 mm Breite zu sehen. Der Riß im Scheitel hatte sich bereits nach 4200 LW über die gesamte Länge ausgebreitet. Bei 7450 LW trat der Bruch des Rohres ein.

4.3.3.5 Versuchsrohr 800-8

Bei diesem Rohr sollte die Schwingfestigkeit bei festgehaltener Oberlast und variabler Unterlast untersucht werden. Die Prüfung des 8. Rohres begann am 22.05.1987.

Für die 1. Schwingbelastung sind folgende Lasten gewählt worden:

$$F_1 = 0,473 \cdot 349 = 165 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0,716 \cdot 349 = 250 \text{ kN}$$

Mit dieser Schwingbeanspruchung erreichte der Versuchskörper die zur Dauerschwingfestigkeit gehörende Lastspielanzahl von 2 Millionen. Anschließend erfolgte eine Verminderung der Unterlast auf 23,6 % der mittleren statischen Bruchlast. Der Schwingversuch mit der Unterlast $F_1 = 82,5 \text{ kN}$ wurde nach 326000 LW beendet und die Unterlast noch einmal abgesenkt.

Diese 3. Schwingbelastung mit der Unterlast von $F_1 = 0,1 \cdot 349 = 35 \text{ kN}$ führte nach 466900 LW zum Bruch.

4.3.3.6 Versuchsrohr 800-9

Die Prüfung des Rohres 800-9 begann am 29.03.1987. Bei diesem Rohr wurde bei festgehaltener Unterlast von 47 % der statischen Bruchlast die Schwingbreite bzw. die Oberlast variiert.

Für die 1. Schwingbelastung wurde gewählt:

$$F_1 = 0,473 \quad 349 = 165 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0,788 \quad 349 = 275 \text{ kN}$$

Diese Beanspruchung ertrug der Versuchskörper 2 Millionen LW. Da damit die Dauerfestigkeitsgrenze erreicht wurde, erfolgte die Aufbringung einer 2. Schwingbeanspruchung mit einer Oberlast von $F_2 = 0,86 \cdot 349 = 300 \text{ kN}$. Mit der beibehaltenen Unterlast von $F_1 = 165 \text{ kN}$ trat der Bruch nach 405000 LW ein.

4.3.4 Dynamische Untersuchung der Rohre DN 600

4.3.4.1 Versuchsrohr 600-4

Die dynamische Prüfung dieses Rohres begann am 14.08.1987.

Für die Schwingbelastung wurde folgende Ober- bzw. Unterlast gewählt:

$$F_1 = 0,106 \cdot 329 = 35 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0,7 \cdot 329 = 230 \text{ kN}$$

Schon nach 10600 LW trat der Bruch des Rohres 600-4 ein. Stellvertretend für die Rohre DN 600 sind nachfolgend ein Bruchbild (Bild 4.19) und die Lastverformungskurve (Bild 4.20) zum Versuch 600-4 angegeben. Sie zeigen das von den größeren Rohrdurchmessern bekannte Verhalten.



Bild 4.19: Bruchbild Rohr 600-4

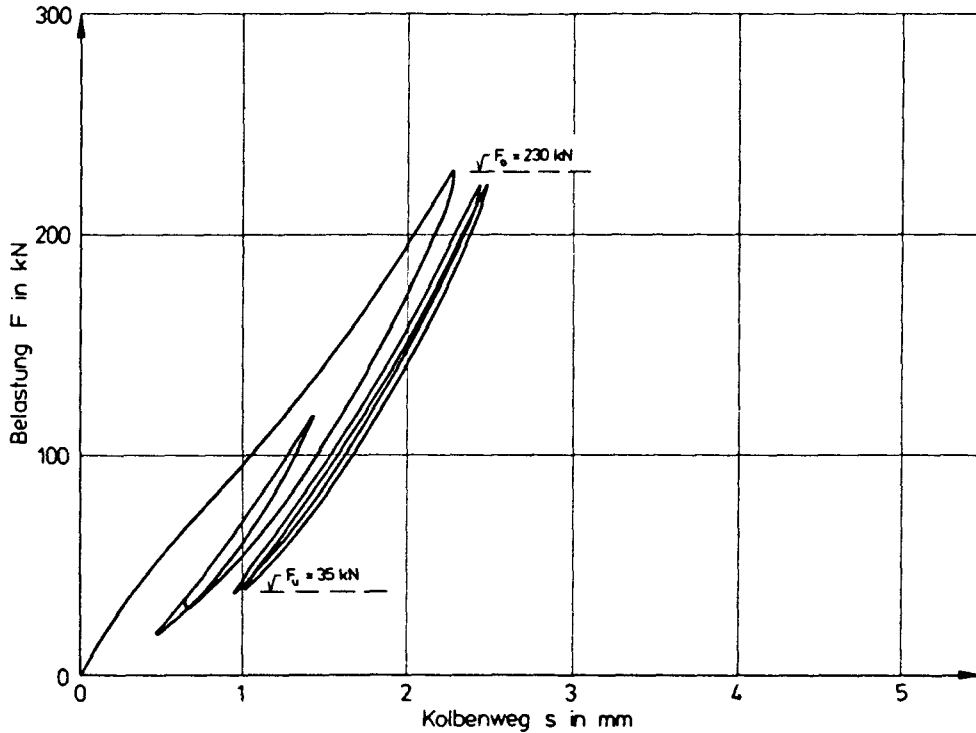


Bild 4.20: Lastverformungskurve des Rohres 600-4

4.3.4.2 Versuchsrohr 600-5

Die dynamische Prüfung des Rohres 600-5 begann am 24.08.1987. Nach dem relativ frühen Bruch des Rohres 600-4 erfolgte bei diesem Versuch eine Verminderung der Oberlast. Für eine 1. Schwingbelastung wurden folgende Lasten angesetzt:

$$F_1 = 0,1 \cdot 329 = 32,9 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0,6 \cdot 329 = 197 \text{ kN}$$

Mit dem Erreichen der Grenze für die Dauerfestigkeit bei 2 Millionen LW erfolgte ein Abbruch der Schwingbeanspruchung. Bei einer Versuchsdauer von 44 Tagen lag die Frequenz bei etwa 0,53 HZ. Für die 2. Schwingbelastung wurde eine Oberlast von $F_2 = 0,7 \cdot 329 = 230 \text{ kN}$ angesteuert. Um einen dritten Wert für die Wöhlerlinie zu bekommen, wurde der Versuch nach weiteren 210000 LW unterbrochen und die Oberlast zu $F_2 = 0,75 \cdot 329 = 247 \text{ kN}$ gewählt. Nach 70400 LW trat der Bruch des Rohres ein.

4.3.4.3 Versuchsrohr 600-6

Die Prüfung dieses Rohres begann am 30.10.1987. Für die Schwingbelastung wurden folgende Lasten angesteuert:

$$F_1 = 0,1 \cdot 329 = 32,9 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0,65 \cdot 329 = 214 \text{ kN}$$

Auch hier erfolgte eine Untersuchung des Rißverhaltens. Bei 214000 LW zeigten sich deutliche Risse im Scheitel und in der Sohle. Die Risse gingen von der Muffe aus. Die Rißweite betrug im Scheitel 0,2 mm und in der Sohle 0,1 mm. Nach 320000 LW hatten sich die Risse fast über die ganze Rohrlänge ausgeweitet. Die Rißweite war im Sohlbereich auf 0,25 mm und im Scheitelbereich auf 0,18 mm angewachsen.

Der Bruch des Rohres 600-6 trat bei 327400 LW ein.

4.3.4.4 Versuchsrohr 600-7

Für die am 6.11.1987 begonnene dynamische Prüfung dieses Rohres wurde die folgende Schwingbelastung gewählt:

$$F_1 = 0,1 \cdot 329 = 32,9 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0,675 \cdot 329 = 222 \text{ kN}$$

Auch bei diesem Versuch fand eine Rißbeobachtung statt. Die ersten Risse traten bei etwa 44000 LW auf. Die Rißweite im Scheitel betrug bei Unterlast 0,05 mm und bei Oberlast 0,07 mm. Die Rißlänge beschränkte sich zu diesem Zeitpunkt auf den Bereich der Muffe. Bei 88000 LW wurden folgende Rißweiten gemessen:

Unterlast 0,04 mm

Oberlast 0,1 mm

Die Risse hatten sich über mehr als die halbe Rohrlänge ausgeweitet. Bei 111600 LW ging das Rohr 600-7 zu Bruch.

4.3.4.5 Versuchsrohr 600-8

Der Versuchsbeginn für Rohr 600-8 war am 16.12.1987. Um eine Abhängigkeit der Dauerschwingfestigkeit von der Schwingbreite zu untersuchen, haben wir für diesen Versuch die Unterlast erhöht. Für eine 1. Schwingbelastung wurde folgende Lastkombination gewählt:

$$F_1 = 0,43 \cdot 329 = 141,5 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0,65 \cdot 329 = 214 \text{ kN}$$

Mit dieser Belastung sind die für die Dauerschwingfestigkeit charakteristischen 2 Millionen Lastwechsel am 08.01.1988 erreicht worden. Jetzt wurde für die 2. Schwingbelastung die Oberlast auf $F_2 = 0,7 \cdot 329 = 230 \text{ kN}$ heraufgesetzt. Nach 1,1 Millionen LW ist der Versuch unterbrochen und die Oberlast auf $F_2 = 247 \text{ kN}$ (= 75 %) gesteigert worden. Am 12.01.1988 wurde der Versuch nach 200300 LW angehalten. Für eine 4. Schwingbelastung wurde $F_2 = 263 \text{ kN}$ (= 80 %) angesteuert.

Nach weiteren 34000 LW haben wir die Oberlast auf $F_2 = 280 \text{ kN}$ (= 85 %) gesetzt. Diese Belastung hatte nach 40000 LW noch nicht zum Bruch geführt. Daher haben wir den dynamischen Versuch abgebrochen und das Rohr 600-8 bis zum Bruch statisch belastet. Dabei kam eine Bruchlast von 391 kN heraus. Das sind 118 % der mittleren statischen Bruchlast.

4.3.4.6 Versuchsrohr 600-9

Dieses Rohr ist ab dem 26.01.1988 geprüft worden. Die Unterlast wurde wie beim Rohr 600-8 gewählt. Als Oberlast wurden für die 1. Schwingbelastung $F_2 = 0,75 \cdot 329 = 247 \text{ kN}$ angesteuert.

Nach 500000 LW erfolgte eine Anhebung der Oberlast auf 85 % der mittleren statischen Bruchlast ($F_2 = 280 \text{ kN}$). Nach weiteren 16100 LW ging das Rohr 600-9 zu Bruch.

4.4 Oberflächentemperatur von bestrahlten Betonkörpern

Um einen Eindruck von der Größe evtl. auftretender Oberflächentemperaturen infolge Sonnenbestrahlung zu erhalten, wurden sowohl vorhandene Versuchsergebnisse ausgewertet, als auch eigene Untersuchungen unternommen. Dabei wurden Betonprobekörper mit der Abmessung 40/40 cm und einer Dicke von 15 cm verwandt, welche der Rohrwanddicke der Rohre DN 1000 im Scheitel entspricht. Um den Einfluß der Oberflächenfarbgebung auf die Oberflächentemperatur bzw. den Temperaturgradienten zu untersuchen, wurden die drei verwendeten Probekörper farblich verschiedenartig gestaltet. Eine Betonplatte war unbehandelt, während die anderen schwarz bzw. weiß angestrichen waren. Auf der Ober- und Unterseite der Betonplatten erfolgte die Anbringung von Thermoelementen, die während der Bestrahlung im 2 Minuten Takt rechnergesteuert abgefragt wurden. Aus Mangel an einer genügend großen Anzahl von Halogenstrahlern, wurden nur 2 Platten zeitgleich bestrahlt. Um eine gegenseitige Beeinflussung auszuschließen, waren zwischen und um die Versuchsplatten Abschottungen aus Gasbetonelementen angeordnet. Die Gestaltung des "Versuchsraumes" bzw. die Anbringung der 1000 Watt Halogenlampen, die als Strahlungsquelle verwandt wurden, ist Bild 4.21 zu entnehmen. Die Bestrahlung wurde nach 300 min. beendet, da hier keine Zunahme der Oberflächentemperatur zu verzeichnen war. Die Ergebnisse des Bestrahlungsversuches sind dem Kapitel 5 zu entnehmen.

5 Darstellung und Auswertung der Versuchsergebnisse

5.1 Allgemeines

Die Ergebnisse der Versuche sind in zwei Diagrammen dargestellt. In dem ersten Bild wird die Abhängigkeit der Oberflächentemperatur von der im Inneren der Kammer aufgetragenen Leistungsdichte dargestellt. Das Verhältnis der verschiedenen Kurven zueinander bleibt bei einer Lastspielzahl von 1.

In dem anderen Bild wird die Abhängigkeit der Oberflächentemperatur von der Lastspielzahl dargestellt. Als Parameter sind die bezogenen Schwingbreiten (Oberlast-Unterlast / Mittelfestigkeit) in Abhängigkeit von der Lastspielzahl eingetragen. Als Schwingbreiten sind bei den Rohren DN 600 und DN 800 die verschiedenen Unterlasten F_1 eingetragen. Dabei zeigt sich, daß mit steigender Unterlast die Dauer-

schwingbreite zunimmt. Die Dauer- und die mittlere Schwingbreite sind bei den Rohren DN 600 und DN 800 die verschiedenen Unterlasten F_1 eingetragen. Dabei zeigt sich, daß mit steigender Unterlast die Dauer-

schwingbreite zunimmt. Die Dauer- und die mittlere Schwingbreite sind bei den Rohren DN 600 und DN 800 die verschiedenen Unterlasten F_1 eingetragen. Dabei zeigt sich, daß mit steigender Unterlast die Dauer-

5.2

In dem anderen Bild wird die Abhängigkeit der Oberflächentemperatur von der Lastspielzahl dargestellt. Als Parameter sind die bezogenen Schwingbreiten (Oberlast-Unterlast / Mittelfestigkeit) in Abhängigkeit von der Lastspielzahl eingetragen. Als Schwingbreiten sind bei den Rohren DN 600 und DN 800 die verschiedenen Unterlasten F_1 eingetragen. Dabei zeigt sich, daß mit steigender Unterlast die Dauer-

Aus dem Diagramm ist zu sehen, daß die Dauer- und die mittlere Schwingbreite mit steigender Unterlast zunehmen. Die Dauer- und die mittlere Schwingbreite sind bei den Rohren DN 600 und DN 800 die verschiedenen Unterlasten F_1 eingetragen. Dabei zeigt sich, daß mit steigender Unterlast die Dauer-

Im Diagramm ist zu sehen, daß die Dauer- und die mittlere Schwingbreite mit steigender Unterlast zunehmen. Die Dauer- und die mittlere Schwingbreite sind bei den Rohren DN 600 und DN 800 die verschiedenen Unterlasten F_1 eingetragen. Dabei zeigt sich, daß mit steigender Unterlast die Dauer-

Im Diagramm ist zu sehen, daß die Dauer- und die mittlere Schwingbreite mit steigender Unterlast zunehmen. Die Dauer- und die mittlere Schwingbreite sind bei den Rohren DN 600 und DN 800 die verschiedenen Unterlasten F_1 eingetragen. Dabei zeigt sich, daß mit steigender Unterlast die Dauer-

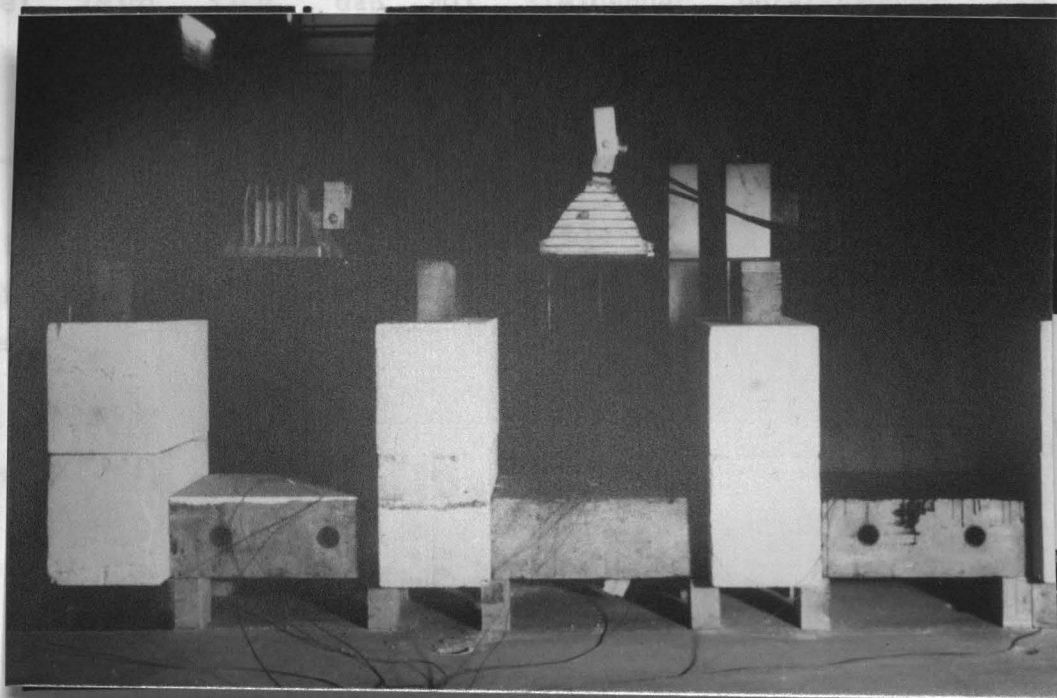
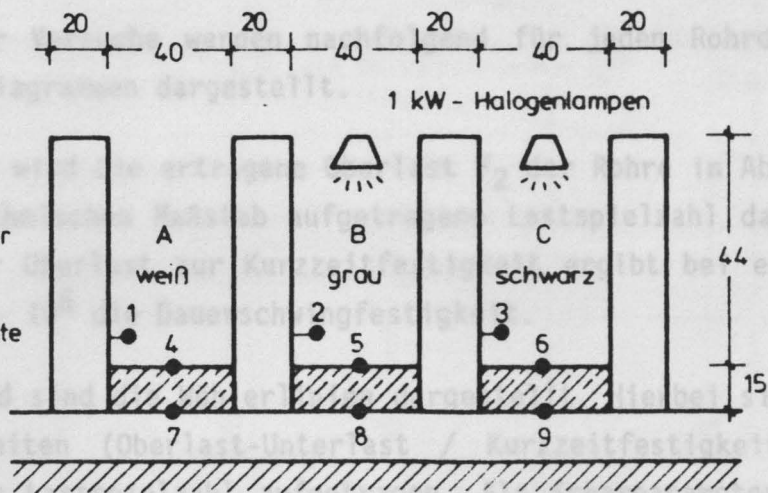


Bild 4.21: Versuchsanlage zur Ermittlung der Oberflächentemperatur infolge Bestrahlung

5 Darstellung und Auswertung der Versuchsergebnisse

5.1 Allgemeines

Die Ergebnisse der Versuche werden nachfolgend für jeden Rohrdurchmesser getrennt in zwei Diagrammen dargestellt.

In dem ersten Bild wird die ertragene Oberlast F_2 der Rohre in Abhängigkeit von der im logarithmischen Maßstab aufgetragene Lastspielzahl dargestellt. Das Verhältnis der Oberlast zur Kurzzeitfestigkeit ergibt bei einer Lastspielzahl von $2,1 \cdot 10^6$ die Dauerschwingfestigkeit.

In dem anderen Bild sind die Wöhlerlinien dargestellt. Hierbei sind die bezogenen Schwingbreiten (Oberlast-Unterlast / Kurzzeitfestigkeit) in Abhängigkeit von der Lastspielzahl aufgetragen. Als Scharparameter sind bei den Rohren DN 600 und DN 800 die verschiedenen Unterlasten F_1 eingetragen. Dabei zeigt sich, daß mit steigender Unterspannung die Dauerschwingfestigkeit abnimmt.

5.2 Versuchsserie DN 1000

In Bild 5.1 sind die ertragenen Oberlasten F_2 der Versuchsrohre in Abhängigkeit von der Lastwechselanzahl aufgetragen. Die Lastwechselanzahl ist dabei im logarithmischen Maßstab dargestellt.

Aus Bild 5.1 wird deutlich, daß die Rohre ohne Temperaturbeanspruchung eine Schwingfestigkeit von etwa 60 % der Kurzzeitfestigkeit aufweisen, während bei den "sommerschädigten" Rohren die Schwingfestigkeit nur 45 % der Kurzzeitfestigkeit beträgt.

Im Bild 5.2 ist die Abhängigkeit der Schwingbreite von der ertragenen Lastspielzahl dargestellt. Bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln beträgt die ertragbare Schwingbreite der nicht temperaturgeschädigten Rohre 50 % und der im freien gelagerten Versuchskörper 20 %.

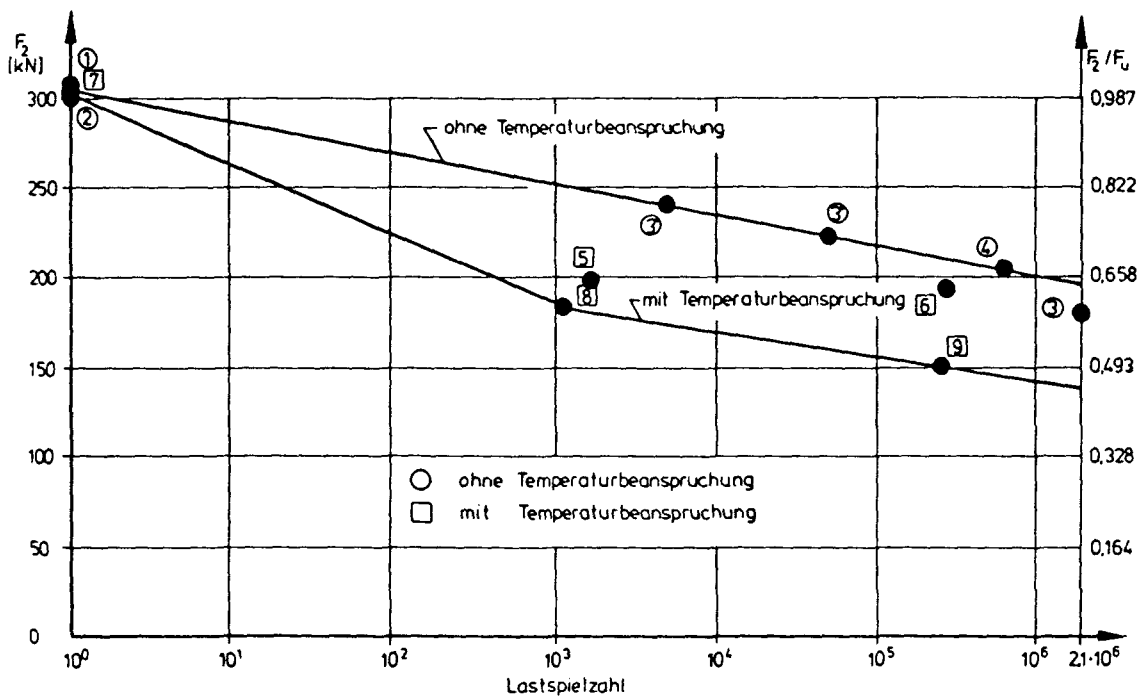
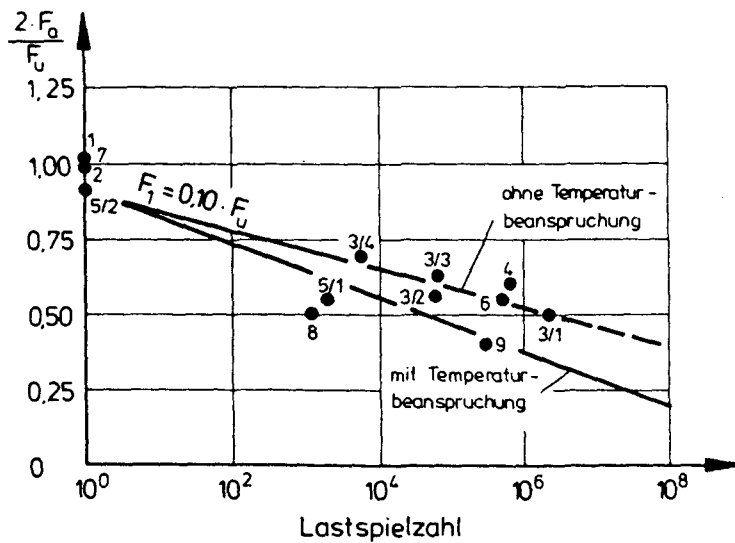


Bild 5.1: Abhängigkeit der ertragenen Oberlast F_2 der Versuchskörper DN 1000 von der Lastspielzahl



F_u = Kurzzeitfestigkeit
 $2 \cdot F_a$ = Schwingbreite ($F_2 - F_1$)
 F_1 = Unterlast
 F_2 = Oberlast

Bild 5.2: Abhängigkeit der Schwingbreite der Versuchskörper DN 1000 von der Lastspielzahl

5.3 Versuchsserie DN 800

Die ertragenen Oberlasten F_2 in Abhängigkeit von der im logarithmischen Maßstab aufgetragenen Lastspielzahl der Versuchsrohre sind in Bild 5.3 dargestellt.

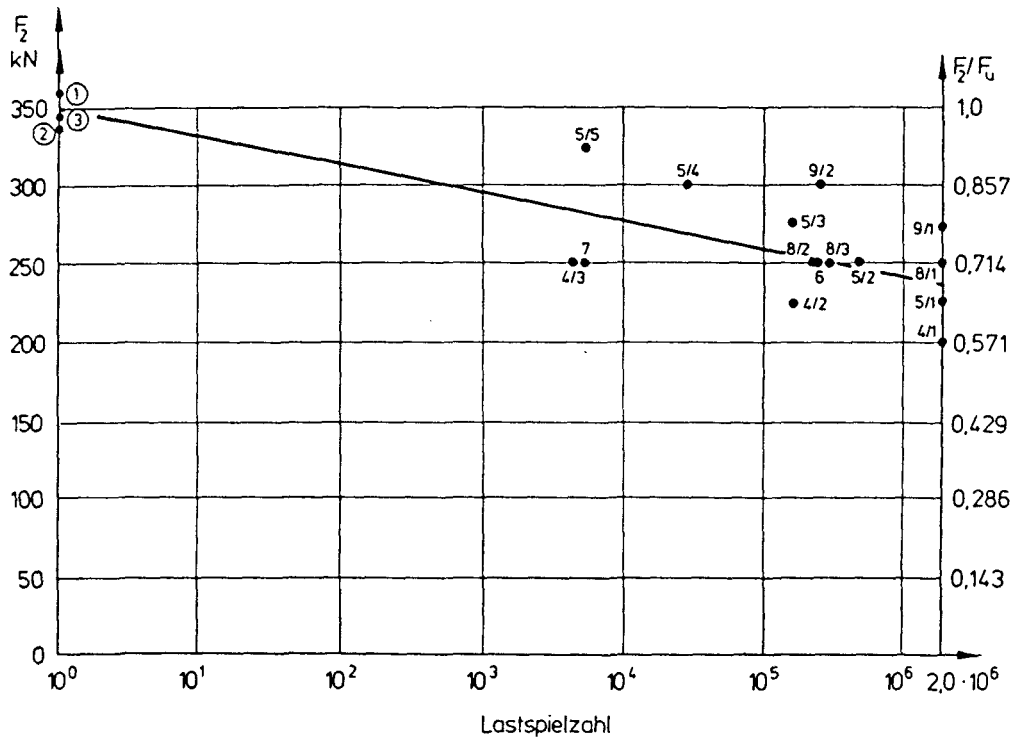
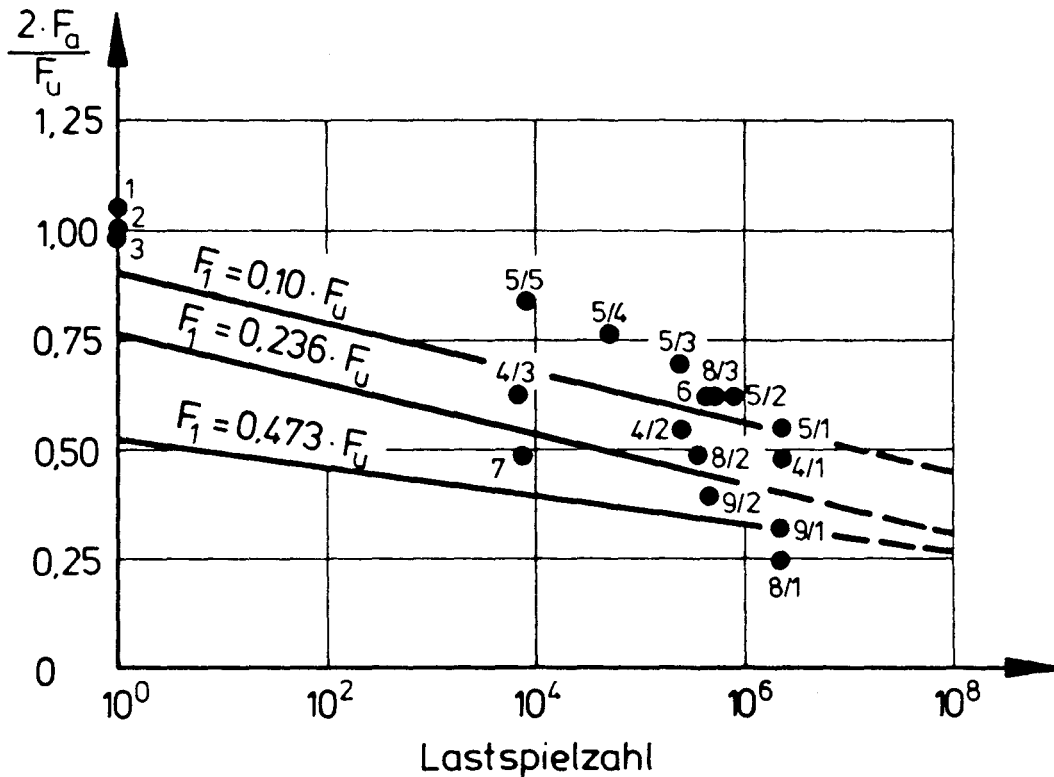


Bild 5.3: Abhängigkeit der ertragenen Oberlast F_2 der Versuchskörper DN 800 von der Lastspielzahl

Im Gegensatz zu der Serie DN 1000 waren die Rohre der Serie DN 800 über einen längeren Zeitraum der Witterung ausgesetzt. Dies bedeutet, daß mehr oder weniger alle Rohre "sommergeschädigt" waren. Aus Bild 5.3 ist jedoch ersichtlich, daß der Temperatureinfluß hier nicht so gravierend ist wie bei den großen Rohren DN 1000. Die Dauerschwingfestigkeit beträgt ungefähr 60 % der Kurzzeitfestigkeit.

Im Bild 5.4 ist die Abhängigkeit der Schwingbreite von der ertragenen Lastspielzahl und der Größe der Unterlast dargestellt. Bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln geht die ertragbare Schwingbreite von 50 % bei einer Unterlast gleich 10 % der Kurzzeitfestigkeit auf etwa 25 % bei einer Unterlast von 50 % zurück.



F_u = Kurzzeitfestigkeit
 $2 \cdot F_a$ = Schwingbreite ($F_2 - F_1$)
 F_1 = Unterlast
 F_2 = Oberlast

Bild 5.4: Abhängigkeit der Schwingbreite der Versuchskörper DN 800 von der Lastspielzahl und der Unterlast

5.4 Versuchsserie DN 600

In Bild 5.5 sind die Bruchlasten der Versuchsrohre in Abhängigkeit von der ertragenen Lastwechselzahlen aufgetragen. Die Lastwechselzahl ist dabei im logarithmischen Maßstab dargestellt. Es ergab sich eine Dauerschwingfestigkeit von etwa 60 % der Kurzzeitfestigkeit.

Für die Versuchsserie DN 600 ist die Abhängigkeit der Schwingbreite von der Lastspielzahl und der Unterlast im Bild 5.6 dargestellt. Es zeigen sich ähnliche Tendenzen wie bei den Versuchen DN 800.

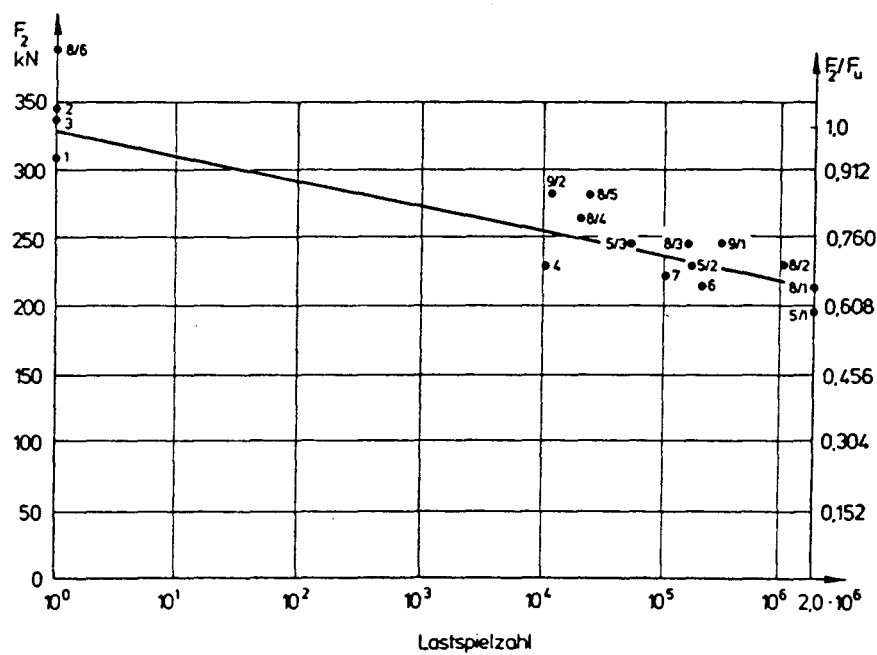
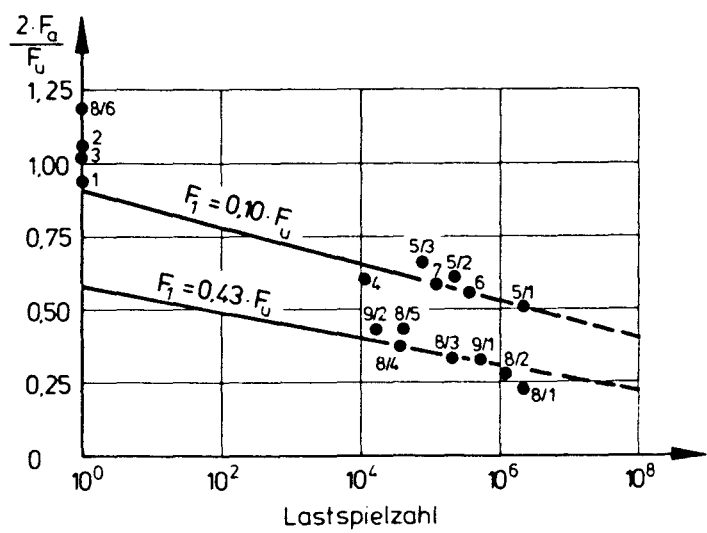


Bild 5.5: Abhängigkeit der Bruchlast der Versuchskörper DN 600 von der Lastspielzahl



- F_u = Kurzzeitfestigkeit
- $2 \cdot F_a$ = Schwingbreite ($F_2 - F_1$)
- F_1 = Unterlast
- F_2 = Oberlast

Bild 5.6: Abhängigkeit der Schwingbreite der Versuchskörper DN 600 von der Lastspielzahl und der Unterlast

5.5 Temperaturuntersuchung

Wie in Abschnitt 4.4 beschrieben, wurden neben den Rohruntersuchungen noch Versuche an Betonplatten zur Klärung der Temperaturbeanspruchung infolge Sonnenbestrahlung unternommen. Die Ergebnisse sind in den Bildern 5.7 - 5.10 dargestellt. Hier ist der Temperaturverlauf an der Plattenober- und -unterseite sowie der entsprechende Temperaturunterschied in Abhängigkeit von der Bestrahlungszeit dargestellt.

Nach 4 Stunden stiegen die Oberflächentemperatur der weiß angestrichenen Betonplatte auf 50°, der betonfarbenen Platte auf 75° und der schwarz angestrichenen Platte auf 90° an. Die Temperaturunterschiede zwischen Ober- und Unterseite betrugen bei der weiß angestrichenen Platte 20°, bei der betonfarbenen Platte 35° und bei der schwarz angestrichenen Platte 40°. Diese Temperaturunterschiede bildeten sich nach 2 Stunden Bestrahlungszeit aus und veränderten sich danach nur unwesentlich. Bei den wirklichen Verhältnissen, d.h. den Rohren unter Sonnenbestrahlung, wird sich der Temperaturgradient eher noch etwas größer ausbilden, da die Rohrinnentemperatur nicht über 20° ansteigen wird und die Oberflächentemperatur in der Größenordnung von 60 - 80° liegt.

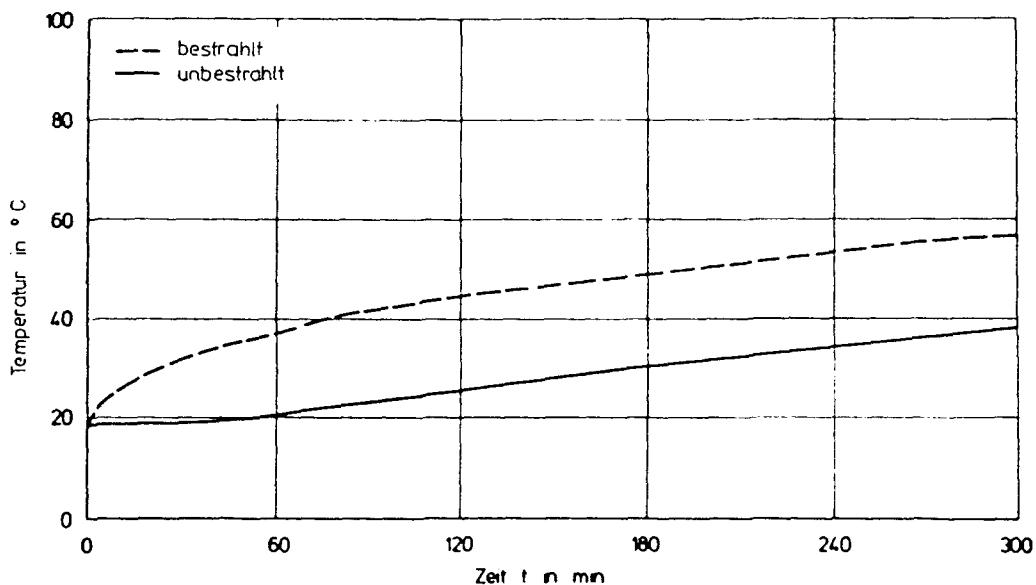


Bild 5.7: Oberflächentemperatur der weißen Betonplatte in Abhängigkeit von der Bestrahlungszeit

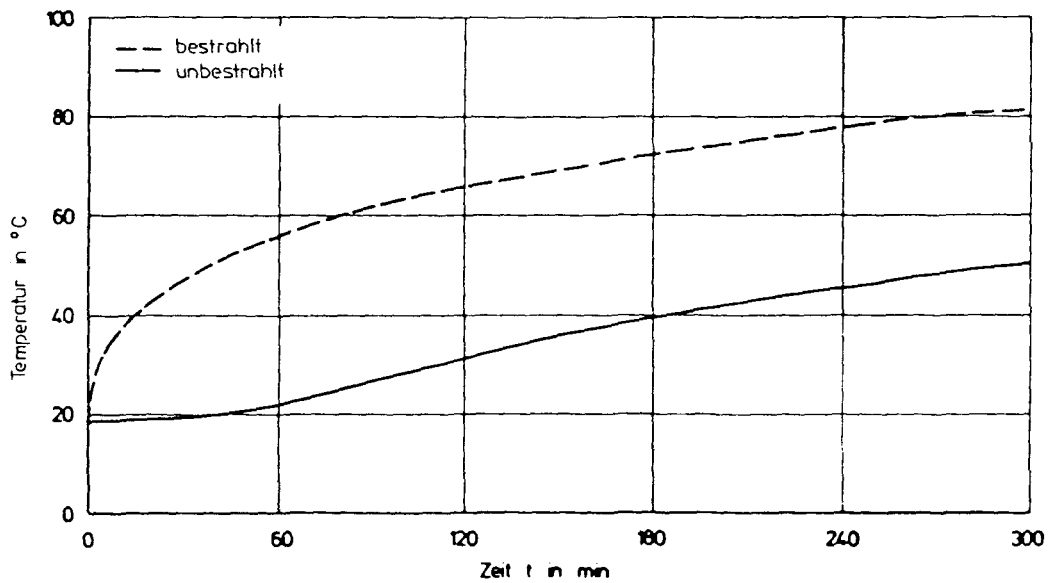


Bild 5.8: Oberflächentemperatur der betonfarbenen Betonplatte in Abhängigkeit von der Bestrahlungszeit

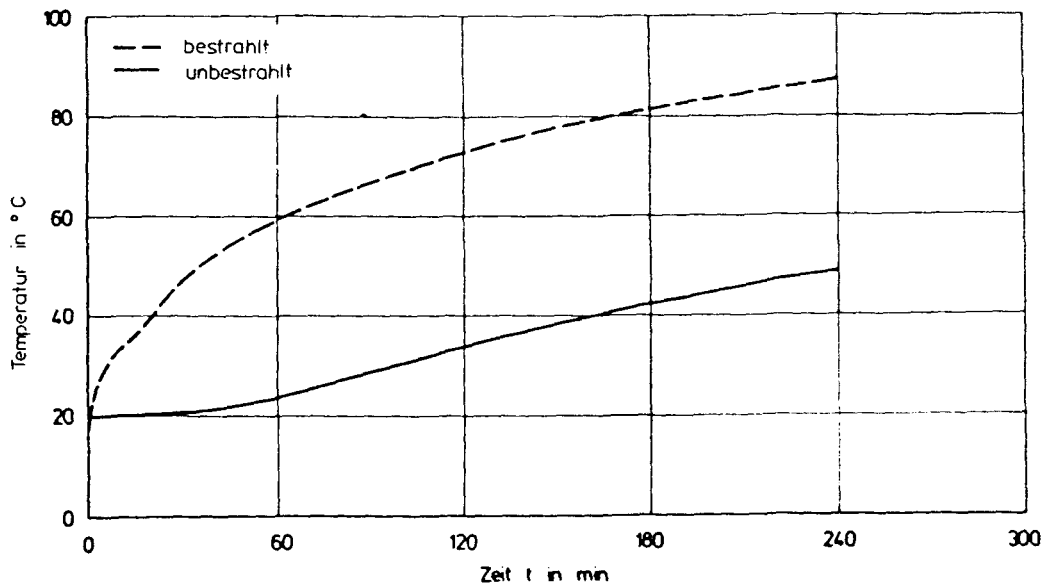


Bild 5.9: Oberflächentemperatur der schwarz angestrichenen Betonplatte in Abhängigkeit von der Bestrahlungszeit.

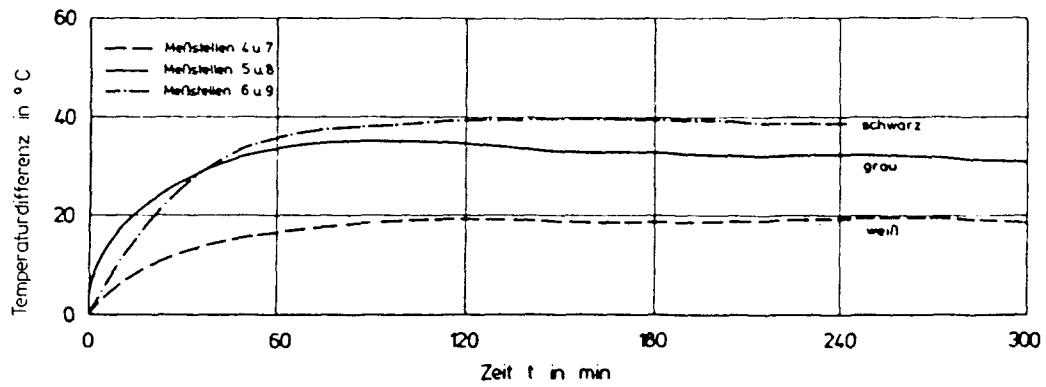


Bild 5.10: Temperaturunterschiede zwischen Ober- und Unterseite der verschiedenfarbigen Betonplatten in Abhängigkeit von der Bestrahlungszeit

6 Analyse des Tragverhaltens

6.1 Allgemeines

Das im Erdreich verlegte Rohr wird durch Eigengewicht, Wasserfüllung, Erdauflast, Verkehrslasten und eventuell Temperatur und Grundwasser belastet. Dabei entstehen Biegemomente, Querkräfte und Normalkräfte, die das Rohr als Schalentragwerk in Ringrichtung und in Längsrichtung beanspruchen. Bei unbewehrten Betonrohren, die in der Regel für Abwasserleitungen mit Freispiegelgerinne verwendet werden, sind für die in Ringrichtung hervorgerufenen Spannungen von Bedeutung, da die Rohre in Achsrichtung mit Ausnahme der Muffenbereiche bei Rohren mit Muffen kontinuierlich gelagert werden.

Die in Ringrichtung angreifenden Kräfte und Momente erzeugen im Beton Druck- und Zugspannungen. Da Beton nur eine relativ geringe Zugfestigkeit hat und diese noch zusätzlich starken Streuungen unterworfen ist, wird sie für den Widerstand des Rohres maßgeblich. Wird sie überschritten, so entsteht ein Riß im Scheitelbereich, der in der Regel weitere Risse im Ulmen- und Sohlbereich zur Folge hat. Das so gebrochene Rohr wird nur noch dann in der Lage sein, den Anforderungen der Gebrauchsfähigkeit zu genügen, wenn eine gute Bodenverdichtung seitlich des Rohres die beiden Ulmenbereiche stützt und eine Trennrißbildung verhindert. Jedoch ist, wie Berechnungen gezeigt haben, nur eine sehr hohe Lagerungsdichte des Einbettungsmaterials imstande, den zur Vermeidung von Abplatzungen der verbleibenden Druckzone notwendigen Anteil des passiven Erddrucks zu aktivieren. Ist das Material seitlich der Rohre schlecht verdichtet, was in engen Rohrgräben und bei nachträglich gezogenem Grabenverbau eher die Regel ist, dann muß von durchgehenden Rissen ausgegangen werden, die im Hinblick auf die Gewässerverschmutzung nicht hingenommen werden können.

6.2 Belastungen erdverlegter Betonrohre

Hinsichtlich des Tragverhaltens erdverlegter Betonrohre wurden erst Anfang dieses Jahrhunderts in den USA von Marston, Schlick und Spangler umfangreiche Forschungsarbeiten begonnen. Die Ergebnisse dieser Arbeiten, die 1934 von Marquardt /10/ in deutscher Sprache veröffentlicht und weitergeführt

wurden, ermöglichen die statische Berechnung von Rohrleitungen. Danach geht Marston bei der Erdauflastberechnung von der Modellvorstellung aus, daß sich im Boden durch unterschiedliche Verformungen und Setzungen senkrechte Gleitflächen ausbilden. Die dabei in den Scherflächen auftretenden Reibungskräfte erhöhen oder vermindern die Erdauflast. Versuche und Messungen zeigten, daß dieses Modell das tatsächliche Verhalten mit ausreichender Genauigkeit beschreibt.

Marston und Marquardt sowie auch Roske /11/ unterscheiden nach Graben- und Dammbedingungen. Dabei wird die Grabenbedingung durch entlastende, die Dammbedingung jedoch durch belastende Scherkräfte gekennzeichnet. Unter dem Begriff Sonderbedingung werden Zwischengruppen oder Kombinationen der beiden Gruppen bezeichnet. Besonders ist hier der Stufengraben und das Durchpreßrohr zu erwähnen.

Mehrere Autoren, wie z. B. Scherle /12/ und Wetzorke /13/ ergänzten die Berechnungsverfahren nach Marston und Marquardt, behielten aber die Trennung nach Graben- und Dammbedingung bei. Erst das ATV-Arbeitsblatt A 127, Richtlinie für die statische Berechnung von Entwässerungskanälen und -leitungen, Entwürfe 1975 und 1978, gibt ein die Arbeiten von Leonhardt /14, 15, 16/ berücksichtigendes Verfahren an, das diese strikte Trennung aufhebt. Die Anwendung dieses Bemessungsverfahrens empfehlen auch die neue DIN 4033, Entwässerungskanäle und Leitungen, Richtlinien für die Ausführung, Ausgabe November 1979 /17/ und das Standardleistungsbuch von 1976. Vergleichsrechnungen /18/ ergaben für das ATV-Bemessungsverfahren bessere Übereinstimmung mit Versuchswerten als andere Verfahren. Dies gilt gleichermaßen für biege- weiche und biegesteife Rohre. Auch Netzer /19, 20/ übernimmt wesentliche Grundlagen des ATV-Entwurfes mit dem Hinweis, daß er dieses Verfahren als dem derzeitigen Wissensstand am besten entsprechend ansieht.

Da das ATV-Bemessungskonzept den weiteren Untersuchungen zugrunde gelegt wird, soll im folgenden näher darauf eingegangen werden.

Im ATV-Verfahren werden Lastkonzentrationsfaktoren in Abhängigkeit vom Steifigkeitsverhältnis Rohr zu Boden ermittelt. Vorhandene lastmindernde Grabenwände werden den Einbaubedingungen entsprechend zusätzlich nach der Silotheorie und durch Verminderung des Konzentrationsfaktors berücksichtigt. Auf die Möglichkeit, mit dem neuen Verfahren auch die Erdbelastung

für biegeeweiche Rohre, wie Kunststoff- und Stahlrohre, zu berechnen, wird im folgenden nicht eingegangen.

Die vertikale Gesamtbelastung des eingeeerdeten Rohres berechnet man mit der Gleichung

$$q_v = \lambda_R \cdot (\kappa \cdot \gamma_B \cdot h + \kappa_0 \cdot p_0) + p_v \quad (6.1)$$

Dabei berücksichtigt der erste Term die Erdauflast, der zweite eine gleichmäßige verteilte Oberflächenlast und der dritte eine Verkehrslast oder andere konzentrierte Flächenlasten.

Im Gegensatz zu Marston und Marquardt sind die Parameter K_1 (Seitendruck auf die Grabenwände, ausgedrückt durch das Verhältnis von horizontalem zu vertikalem Erddruck) und δ (wirksamer Wandreibungswinkel) von der Bauausführung abhängig. Es werden dabei vier Einbaufälle unterschieden.

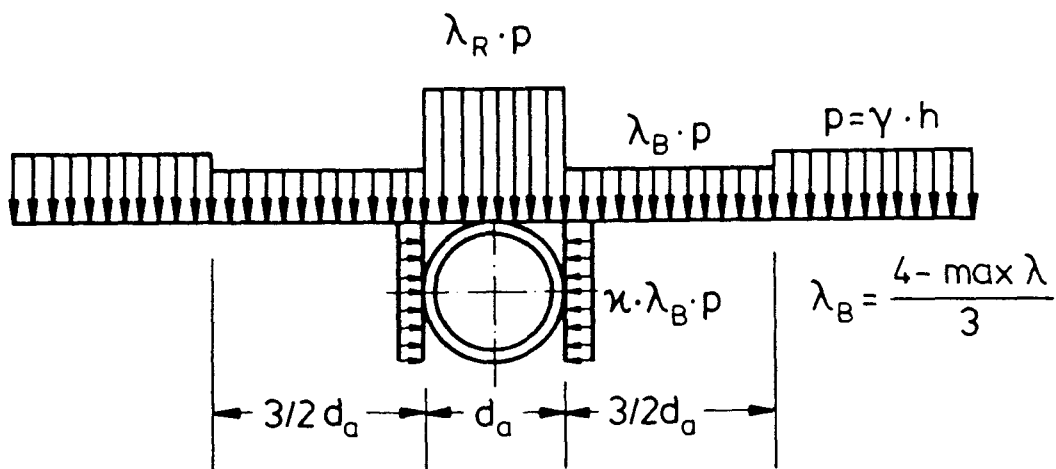


Bild 6.1: Erddruckverteilung nach ATV-Richtlinie

Die Beanspruchung eines eingeeerdeten Rohres durch Verkehrslasten und andere konzentrierte Flächenlasten wird für Rohrüberdeckungen über 50 cm wie bei den Verfahren von Marquardt/Roske nach Boussinesq /21/ berechnet. Die senkrechten Spannungen lassen sich für die Last F , die Tiefe z und den horizontalen Abstand r vom Lasteintragungspunkt mit der Formel

$$p = \frac{3 \cdot F}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^3}{(z^2 + r^2)^{5/2}} \quad (6.2)$$

ermitteln. Der Einfachheit halber wird der maximale Wert der sich in der Rohrscheitelebene durch Überlagerung der Einflüsse aus den einzelnen Radlasten nach Gleichung (6.2) ergebenden Spannungen als über den Rohrquerschnitt rechteckförmig verteilt angesetzt. Nicht berücksichtigt wird eine mögliche Spannungskonzentration über dem Rohr.

Bei Rohrüberdeckungen kleiner als 50 cm sind besondere Überlegungen anzustellen. Angaben dazu macht Braunstorfinger /22/, der eine Integration der glockenförmigen Spannungsverteilung nach Holl und Newmark empfiehlt. Auch sollte die lastverteilende Wirkung der Tragschicht berücksichtigt werden.

Die sich aus Verkehrslasten ergebenden Spannungen sind nach DIN 4033 bei Straßenfahrzeugen mit einem von der Verkehrslast abhängigen Stoßfaktor zu multiplizieren. Er beträgt für den SLW 60 1,2, den SLW 30 1,4 und für den LKW 12 1,5. Bei Schienenlasten sind die vertikalen Bodenspannungen mit einem von der Überschüttungshöhe abhängigen Stoßbeiwert zu vervielfachen.

Die vertikale Belastung sollte entgegen der überlieferten und weitverbreiteten Meinung über den mittleren Durchmesser hinaus bis zum äußeren horizontalen Durchmesser angesetzt werden. Bei sinnvollen Auflagerwinkeln 2α um 90° (siehe Bild 6.2) ergeben sich damit größere Schnittkräfte im Sohlenbereich als bei Belastung bis zum mittleren Durchmesser.

Der entlastend wirkende seitliche Erddruck wird in der ATV-Richtlinie für steife Rohre nach der Formel

$$q_h = K_1 \cdot \lambda_B \cdot (\kappa \cdot \gamma_B \cdot h + \kappa_0 \cdot p_0) \quad (6.3)$$

ermittelt. Dabei ist $K_1 < 0,5$ zu setzen.

Der Lastabminderungsfaktor λ_B aus der Spannungsumlagerung ergibt sich zu

$$\lambda_B = \frac{4 - \max \lambda}{3} \quad (6.4)$$

Der Seitendruck wird nur oberhalb des Auflagers rechteckförmig in Ansatz gebracht. Bei kleinen Überdeckungshöhen im Verhältnis zum Rohrdurchmesser kann mit dem mit der Tiefe zunehmenden (trapezförmigen) Seitendruck gerechnet werden.

Nicht erfaßt ist in den vorgenannten Berechnungsverfahren ein Zeiteinfluß auf die Silowirkung.

Schlick /23/ führte 1927 und 1949 Versuche an Rohren unter Graben- und Dammbedingung durch, um den Zeiteinfluß und das Setzungsverhalten des Bodens zu beobachten. Dabei stellte er eine Zunahme der Last während eines Zeitraumes von mehreren Jahren fest.

Jelinek und Gallus /24/ kommen bei der Untersuchung des Spannungszustandes in erdverlegten, dünnwandigen, elastischen Rohren zu dem Ergebnis, daß sich im Bereich mittlerer Überdeckungen von 2 bis 3 m keine entlastende Silowirkung ergibt. Darüber hinaus bezweifeln sie die Ausbildung einer bleibenden Silowirkung in einem vorschriftsmäßig verdichteten Graben. Petersen und Schmidt berichteten in /25/ von Bodendruckmessungen an einem Tunnelbauwerk in geböschter Baugrube. Die zu Anfang beobachtete Gewölbewirkung des Bodens schwächte sich dabei im Untersuchungszeitraum (zehn Monate) ebenfalls ab.

Nach Fuchs /26/ erscheint es deshalb angebracht, für Langzeituntersuchungen den die Silowirkung berücksichtigenden Korrekturbeiwert κ bzw. κ_0 zu vergrößern. In seinen auf eine Lebensdauer von mindestens 50 Jahren ausgelegten Berechnungen der Zuverlässigkeit von Betonrohren hat er deshalb einen um 10 % vergrößerten Abminderungsfaktor κ in Ansatz gebracht.

Betonrohre dienen dem Transport von Wasser im Freispiegelgerinne. Der Lastfall Wasserfüllung hat jedoch bei kleinen und mittleren Nennwerten nur geringen Einfluß auf die Schnittgrößen und kann deshalb unberücksichtigt bleiben. Bei großen Durchmessern und kleinen sonstigen Beanspruchungen sollte der Lastfall Wasserfüllung bis zum Scheitel in Ansatz gebracht werden.

Liegt der Grundwasserspiegel oberhalb des Rohrscheitels, so verringert der Auftrieb die Belastung des Rohres infolge Erdauflast. Der Grundwasseraußendruck wirkt dem Wasserinnendruck entgegen und erzeugt bei relativ hohem Grundwasserstand nur Druckspannungen im Rohr. Beide positive Wirkungen können nur bei gesicherten Verhältnissen berücksichtigt werden.

Ferner wird das erdüberschüttete Betonrohr durch sein Eigengewicht belastet. Bei der von Fuchs /26/ durchgeführten vergleichenden Analyse ist dieser Lastfall außer bei wandverstärkten Rohren großer Durchmesser ohne Einfluß auf das Ergebnis, da die hervorgerufenen Biegezugspannungen klein sind.

Der Temperatureinfluß infolge Abwasserwärme auf die Schnittgrößen des erdüberschütteten Rohres kann in aller Regel ebenfalls vernachlässigt werden, da die Temperaturunterschiede, hervorgerufen z. B. durch aufgeheizte Abwässer, zwischen Rohrrinnen- und -außenwand nicht schlagartig auftreten und die Spitzen durch die gute Wärmeleitfähigkeit von Beton schnell abgebaut werden. Der bei dauernd warmen Abwässern verbleibende stationäre Temperaturzustand mit der etwas geringeren Wandaußentemperatur erzeugt an der Rohrrinnenseite Druckspannungen, die die hohen Zugspannungen im Scheitel- und Sohlbereich aus vertikalen Lasten abmindern. Die Addition der Zugspannungen an der Rohraußenseite im Kämpferbereich ist ohne Einfluß auf die Versagenswahrscheinlichkeit des Rohres, da sie wegen der Überdrückung infolge vertikaler Lasten nur zu kleinen Werten führt. Bei den kurzen Rohren (1,0 bis 2,5 m) und der gelenkigen Verbindung sind die durch die teilweise Benetzung mit warmen Abwässern hervorgerufenen Zugspannungen im nicht benetzten Rohrquerschnitt in Längsrichtung unbedeutend.

Für steife Rohre unterscheidet die ATV-Richtlinie A 127 /1/ nur noch zwei verschiedene Lagerungsfälle (Bild 6.2).

Lagerungsfall 1

Lagerung auf festem Auflagermaterial wie z. B. Beton; Auflagerpressungen gleichmäßig und radial gerichtet im Bereich 2α .

Lagerungsfall 2

Lagerung auf losem Auflagermaterial wie z. B. Sand; Auflagerpressungen senkrecht gerichtet im Bereich 2α .

Der Auflagerwinkel 2α darf nach DIN 4033 nicht kleiner als 60° sein. In der Regel sollte er 90° betragen. Größere Auflagerwinkel (120°) können bei Betonrohren dann ausgeführt werden, wenn die Auflagerzwickel lagenweise intensiv verdichtet werden. Auch muß sichergestellt sein, daß, um eine Lini-

enlagerung zu vermeiden ($0 < \alpha \leq 30^\circ$), die Lagerungsdichte im äußeren Auflagerbereich größer ist als unter der Rohrmitte. In der Praxis sollte jedoch davon nicht Gebrauch gemacht werden, da das Arbeiten im geengten Rohrgraben durch das in der Regel nicht hochqualifizierte Personal selten die geforderte Verdichtung sicherstellt.

Das Auflager soll eine gleichmäßige Druckverteilung im Auflagerbereich sicherstellen. Es darf weder Linien- noch Punktlagerung auftreten. Für Muffen oder Kupplungen sind ausreichend große Vertiefungen im Auflager bzw. in der Grabensohle herzustellen. Auf die Bedeutung und die Art der Auflagerausbildung geht u. a. Bujard in /27/ und /28/ ein. Bei unzulässiger konzentrierter Stützung am Schalenrand treten, wie Ewald /29/ an Spannbetondruckrohren zeigen konnte, sehr hohe Biegespannungen auf, die in aller Regel zu Rissen führen. Ungleichmäßigkeiten der Bettung in Rohrlängsrichtung haben hingegen keinen nennenswerten Einfluß auf die Beanspruchung.

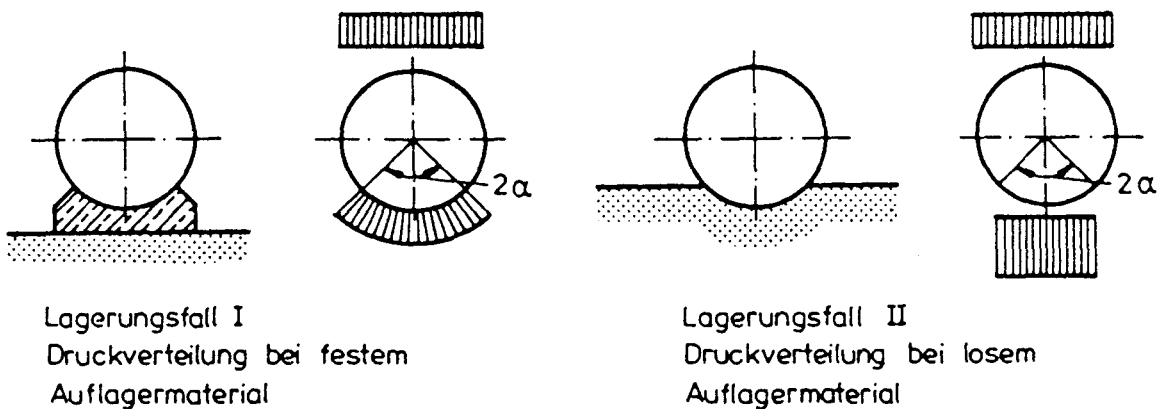


Bild 6.2: Lagerungsfälle nach der ATV-Richtlinie /1/ für starre Rohre

Um einen Eindruck von der Größenordnung der Anteile aus Verkehrs- und Bodenauflast an der vertikalen Belastung der Rohre zu bekommen, wurde nachfolgend diese beiden Lastfälle nach der ATV-Richtlinie /1/ für Rohre mit den Durchmessern DN 600 und DN 1000 sowie Überdeckungshöhen $h = 0,5 \text{ m}$ bzw. $h = 1,5 \text{ m}$ berechnet.

Folgende Annahmen liegen der Berechnung zugrunde:

- Bodengruppe G1 nach Tabelle 1 der ATV-Richtlinie
- Grabenbreite $b = 1,5 \text{ m}$ (DN 600) bzw. $b = 2,0 \text{ m}$ (DN 1000)
- Verkehrslast (p_v) SLW 60
- Grabenverfüllung nach Überschüttungsbedingung A1
- Rohrbettung nach Einbettungsbedingung B1

Damit ergaben sich folgende Belastungen für die Rohre:

Rohr	Über- schüttung h	vertik. Erddruck q_v	Boden- anteil $q_{b,v}$		Verkehrs- anteil p_v		horizont. Erddruck q_h
			N/mm^2	%	N/mm^2	%	
DN 600	0,5	109,1	10,0	9	99,1	91	9,7
	1,5	58,9	28,5	49	30,4	51	23,4
DN 1000	0,5	80,3	9,7	12	70,6	88	12,0
	1,5	57,9	27,5	48	30,4	52	24,5

Bild 6.3: Belastungen von Rohren berechnet nach ATV-Richtlinie

Für den Lagerungsfall 2 mit einem Auflagerwinkel $2\alpha = 90^\circ$ ergeben sich bei einer Schnittgrößenermittlung am kreisförmigen Rohr Scheitelzugspannungen von $2,2 \text{ MN/m}^2$ (DN 600) bzw. $2,3 \text{ MN/m}^2$ (DN 1000) bei einer Überdeckungshöhe von $0,5 \text{ m}$ und solche von $0,8 \text{ MN/m}^2$ (DN 600) bzw. $1,1 \text{ MN/m}^2$ (DN 1000) bei einer Überdeckungshöhe von $1,5 \text{ m}$.

6.3 Schnittgrößen des Rohres

Zur Ermittlung der Schnittgrößen im Erdboden verlegter Rohrleitungen werden in den meisten Fällen Tabellen, wie z. B. von Marquardt /10/, aus der ATV-Richtlinie oder aus dem Rohrhandbuch benützt. Darin werden die Schnittkräfte m und n am Kreisring in Abhängigkeit von der Belastung und der Auflagerreaktion angegeben. Kreisförmige Rohre mit und ohne Fuß werden - abge-

sehen von KFW-Rohren - gleich behandelt. Auf die Konzentration der Momente im Sohlbereich von Rohren mit Fußausbildung wird nur in allgemeiner Form hingewiesen. Berechnungen von Fuchs /26/ ergaben von den o. g. Tabellen abweichende Ergebnisse. Sie stimmen mit den Ergebnissen von Netzer /20/, der ebenfalls die Rohrgeometrie genauer berücksichtigt, sehr gut überein. Dies gilt jedoch nicht für KFW-Rohre. Für diesen Rohrtyp ist die Ermittlung der Schnittkräfte nach den im Rohrhandbuch angegebenen Tabellen für wandverstärkte Rohre mit Fuß unter Berücksichtigung der Belastung bis zur Rohraußenwand zu empfehlen.

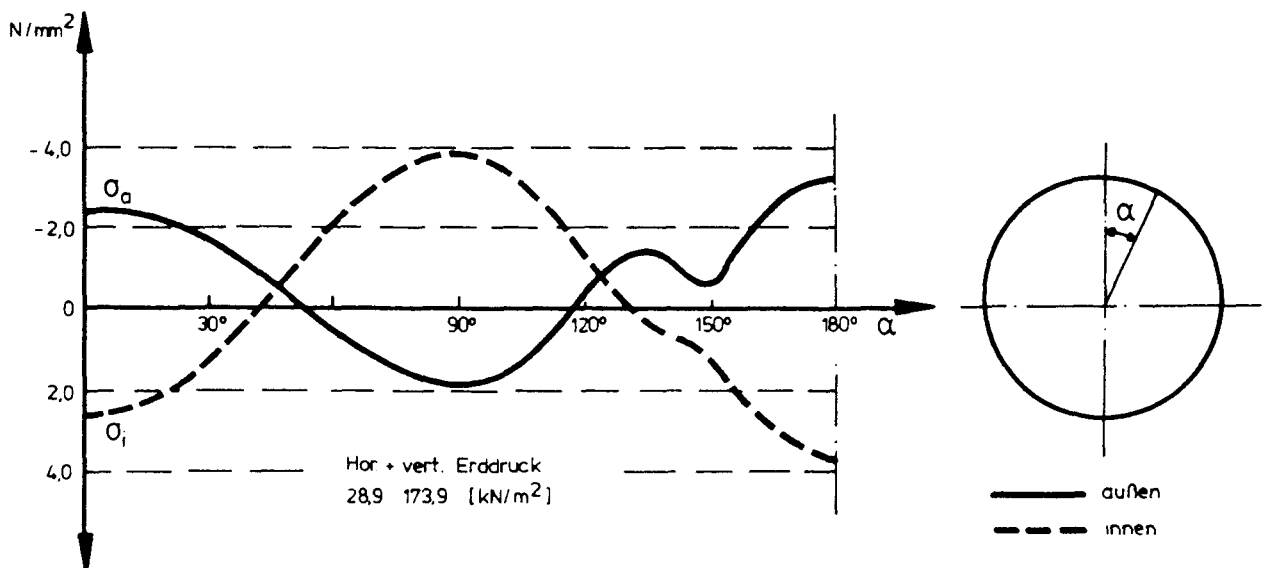


Bild 6.4: Spannungen in Ringrichtung eines KFW-600 Rohres infolge vertikaler und horizontaler Erddruckbelastung nach Fuchs /26/

Im Bild 6.4 sind die Spannungen eines KFW-Rohres in Ringrichtung infolge vertikaler und horizontaler Belastung nach einer genaueren Berechnung von Fuchs /26/ dargestellt. Danach ergibt sich, daß bei kleineren Auflagerwinkeln bei Rohren mit Fuß die Ringbiegezugspannungen im Sohlbereich maßgebend werden. Aus Bild 6.5 ist der große Einfluß der Auflagerbreite auf die Schnittgrößen und Zugspannungen zu entnehmen. Besonders gekennzeichnet ist der Bereich $60^\circ \leq 2\alpha \leq 90^\circ$. In diesem Bereich bewegen sich die üblicherweise ausgeführten Auflagerwinkel.

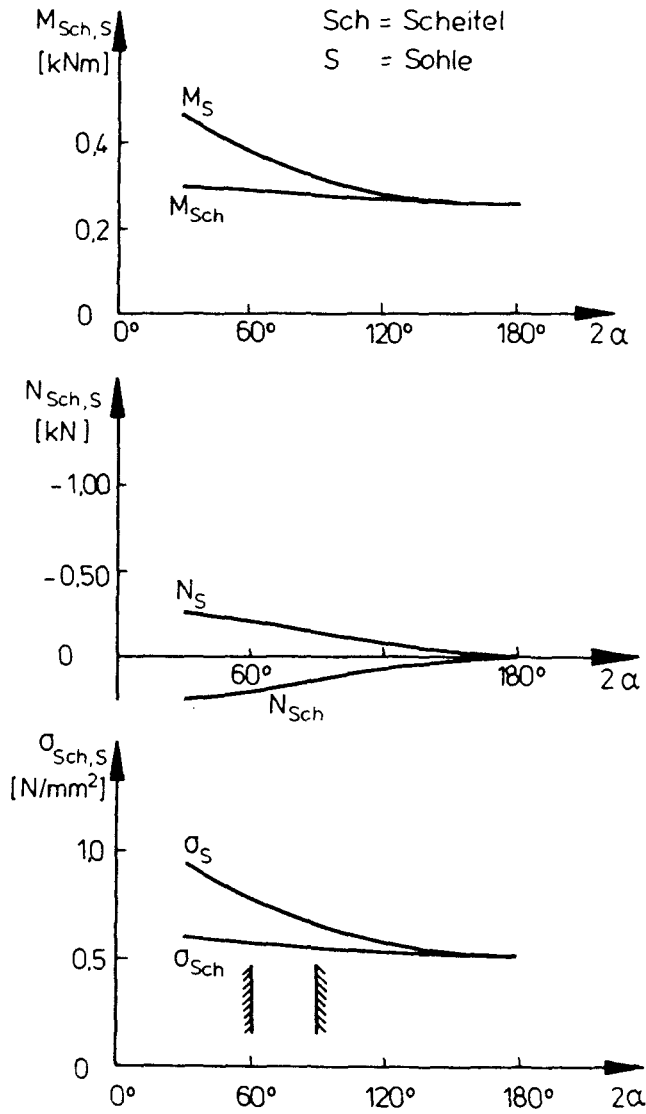


Bild 6.5: Schnittgrößen und Zugspannungen in Ringrichtung eines Betonrohres K-700 in Abhängigkeit vom Auflagerwinkel 2α , Lagerungsfall 2, vertikale Auflast 7 kN/m^2 nach Fuchs /26/

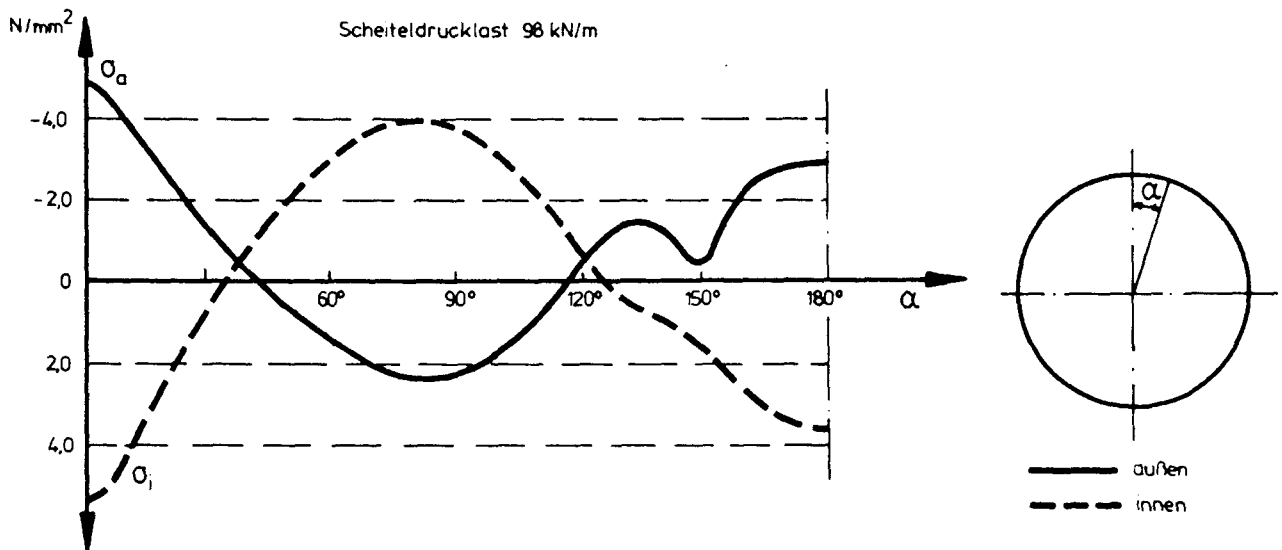


Bild 6.6: Spannungen in Ringrichtung eines KFW-600 Rohres infolge der Mindestscheiteldrucklast nach Fuchs /26/

Die Belastungsanordnung für die Scheiteldruckprüfung der Rohre ist aus Bild 2.1 zu ersehen. Die DIN 4032 gibt speziell keinen Verlauf der Spannungen über den Rohrumfang wie in Bild 6.6 an. Hier ist lediglich ein Ansatz enthalten aus der mit Hilfe der Bruchkraft die Ringbiegezugfestigkeit zu ermitteln ist.

Nach Abschnitt 8.3.1.2 der DIN 4032 wird die Ringbiegezugfestigkeit aus der Bruchkraft wie folgt berechnet:

$$\sigma_{BZK} = \frac{M}{W} \cdot \alpha_K = \frac{1}{l_1} \cdot \bar{F} \cdot \frac{d_1 + s_2}{2} \cdot \frac{6}{s^2} \cdot \alpha_K \quad (6.5)$$

Für Rohrformen K, KW, KF und KFW ist

$$F = 0,07 \cdot G + 0,3 \cdot (F_u + F') \quad (6.6)$$

Hierin bedeuten:

- G = Gewichtskraft des Rohres aus Eigengewicht in N
- F_u = Bruchkraft in N
- F' = Gewichtskraft des Druckbalkens in N
- l_1 = Baulänge des Betonrohres in mm

s = Wanddicke im Scheitel in mm
(s_1 für Formen K, KW; s_2 für Formen KF, KFW und EF)
 α_K = Korrekturfaktor bei Berücksichtigung des Spannungs-
verlaufes im gekrümmten Stab

$$\alpha_K = \frac{3 \cdot d_1 + 5 \cdot s}{3 \cdot d_1 + 3 \cdot s} \quad (6.7)$$

Für die Festigkeitsermittlung wird die Wanddicke an drei Stellen längs der Scheitelbruchlinie gemessen und das Mittel auf 0,5 mm angegeben.

Bei den untersuchten Rohren ergibt sich mit den Istwerten des Bildes 2.2 ein α_K von 1,095. Unter Vernachlässigung des Rohreigengewichtes sowie der Gewichtskraft des Druckbalkens errechnet sich nach Gleichung 6.5 infolge der Mindestscheiteldruckkraft von 152 kN/m bzw. der Gesamtlast von 304 kN eine Ringbiegezugfestigkeit von $B_{BZR} = 6,30 \text{ N/mm}$.

Nach Fuchs /26/ führt Gleichung 6.5 für die angegebene Belastung zu überhöhten Ringbiegezugfestigkeiten bzw. Ringbiegemomenten im Scheitel.

Der Grund liegt in dem Umstand begründet, daß in der DIN 4032 die Breite der Lasteintragung nur ungenügend genau erfaßt wird. Zum anderen wird die Normalkraft bei der Ermittlung der Ringbiegezugspannung nicht berücksichtigt.

Nach Fuchs /26/ ergeben sich geringere Momente M , die bezogen auf den Radius $r = 0,5 \cdot (d_i + s_1)$ bei K und KW bzw. $r = 0,5 \cdot (d_i + s_2)$ bei KF und KFW Rohren folgende Werte annehmen:

K- und KW-Rohre: $m = 0,289 - 0,292 \cdot r \cdot F$
KF-Rohr: $m = 0,276 - 0,294 \cdot r \cdot F$
KFW-Rohr: $m = 0,274 - 0,288 \cdot r \cdot F$

Die unterschiedlichen Werte bei Kreisrohren ohne Fuß werden durch das mit zunehmender Nennweite steigende Verhältnis der Breite des Druckbalkens zur Wandstärke hervorgerufen. Bei den Rohren mit Fuß kommt noch der Einfluß der verschiedenen Wandstärken im Scheitel-, Kämpfer- und Sohlbereich hinzu. Netzer /20/ gibt für K-Rohre je nach dem Verhältnis d/s Werte zwischen

0,265 und 0,279 sowie für KF-Rohre Werte zwischen 0,247 und 0,273 an. Dazu ist zu bemerken, daß er die Lasteintragungsbreite mit $d/6$ etwas größer in Ansatz bringt als es die DIN 4032 vorschreibt. Netzer bezieht seine Momentenbeiwerte auf den horizontalen Radius und geht von der Annahme gleichgroßer Wandstärken im Scheitel und Kämpferbereich aus.

Für Querschnitte mit variabler Wanddicke in der oberen Rohrhälfte, wie es bei KF-Rohren ab der Nennwerte 500 mm und bei KFW-Rohren ab DN 400 der Fall ist, gibt Netzer Korrekturfaktoren an, die zwischen 1,0 für $s_2/s_1 = 1,0$ und 1,066 für $s_2/s_1 = 1,30$ liegen.

Zur Klärung dieser Fragestellung und zur Ermittlung der Beanspruchungen über den Rohrumfang wurden eigene Untersuchungen mit dem FEM-Programm ADINA /30/ durchgeführt. Hierbei wurde von einer konstanten Wanddicke ausgegangen, während der Fußbereich annähernd wirklichkeitsgetreu abgebildet wurde. Die Elemententeilung eines Rohres DN 1000 sowie die Darstellung des Hauptspannungsverlaufes im ungerissenen Zustand ist aus Bild 6.7 ersichtlich. Aus der Berechnung mit ADINA ergibt sich unter der Belastung von 150 kN/m eine Scheitelrandzugspannung (Tangentialzugspannung) von $5,42 \text{ N/mm}^2$. Das sind 14 % weniger als nach DIN berechnet. Dieser Wert ist identisch mit dem Ergebnis von Fuchs /26/.

In Bild 6.8 sind die mit dem FEM-Programm ermittelten Tangentialspannungen am Rohraußen- und -innenrand über den Rohrumfang aufgetragen. Hier wird der Wechsel der Zugzone vom Scheitelbereich (innen) zum Kämpferbereich (außen) und zum Sohlbereich (innen) ersichtlich, der sich auch aus den Bruchbildern ergab (siehe Bild 6.9). Die betragsmäßig größte Ringzugspannung tritt im Scheitel auf. Hier bildet sich auch der erste Riß, während die Kämpfer und Sohlbereiche anschließend in den gerissenen Zustand übergehen.

In den Bildern 6.10 bis 6.13 sind die nach DIN 4032 aus den Scheiteldrucklasten ermittelten Biegezugfestigkeiten denjenigen nach Fuchs gegenübergestellt. Hieraus ergibt sich die Überschätzung der Zugfestigkeiten aus der Norm. Einschränkend ist jedoch festzustellen, daß die Norm jedoch den Rechenwert der Biegezugfestigkeit auf $6,0 \text{ N/mm}^2$ beschränkt. Hier liegen nur die Rohre des Durchmessers DN 1000 auf der unsicheren Seite.

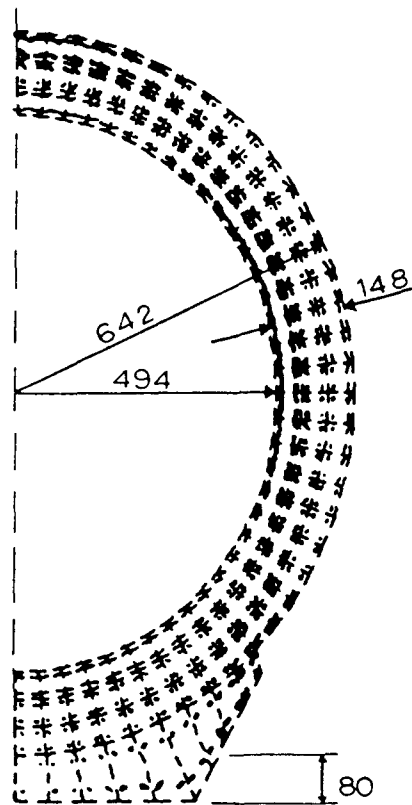


Bild 6.7: Elementeinteilung und Hauptspannungsverläufe eines Rohres DN 1000

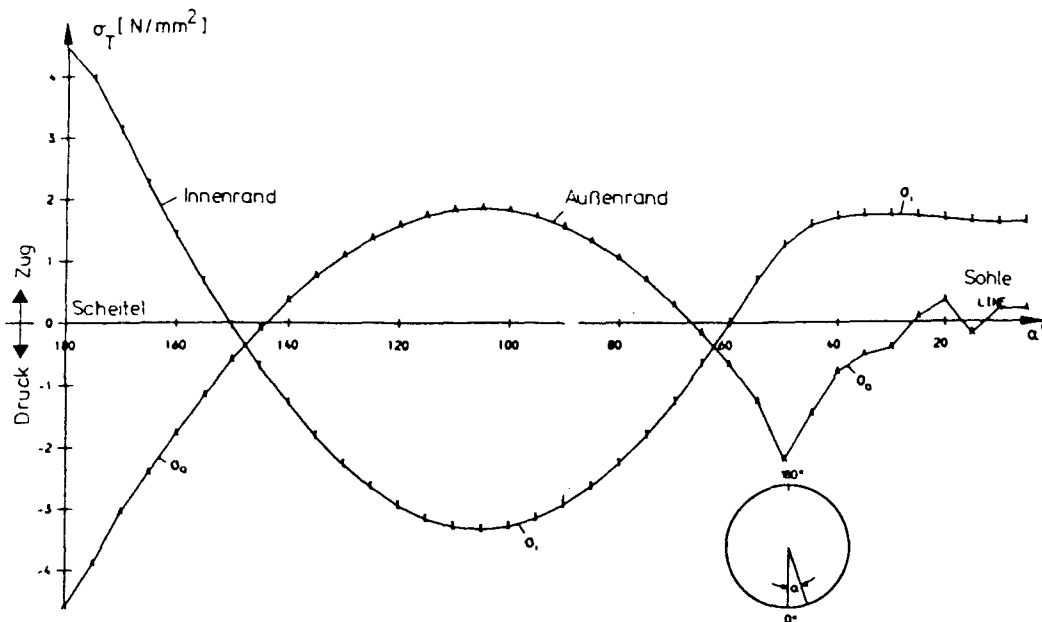


Bild 6.8: Tangentialspannungen eines Rohres DN 1000 unter der Belastung von 150 kN/m

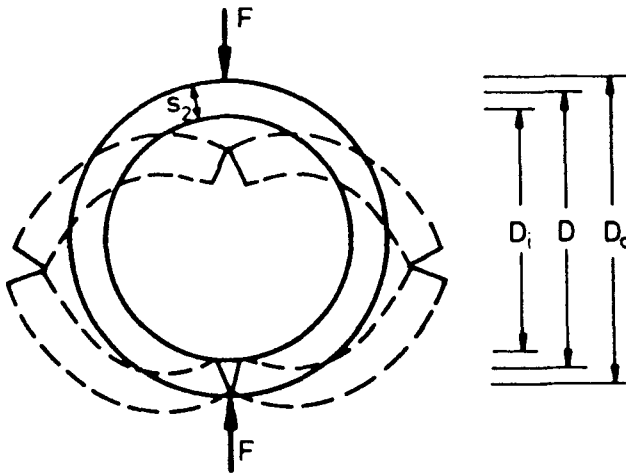


Bild 6.9: Bruchbild eines Rohres

Aus den Bildern 6.10 bis 6.13 wird auch die von Fuchs erwähnte Abhängigkeit der Zugfestigkeit von der Wanddicke deutlich.

Hier wurde herrührend aus Versuchsergebnissen (siehe Bild 6.13 von Fuchs) die Beziehung

$$\beta_{BZR} = 9,5 - 0,018 \cdot s_2 \quad [N/mm^2] \quad (6.8)$$

und

$$\beta_{BZR,5\%} = 5,97 - 0,0025 \cdot s_2 \quad [N/mm^2] \quad (6.9)$$

(s_2 in mm einsetzen)

als Abschätzung für die Ringbiegezugfestigkeit vorgeschlagen.

In den meisten Normen und Vorschriften wird eine Abhängigkeit der Zugfestigkeit von der Druckfestigkeit vorausgesetzt. So ermittelt sich nach dem Entwurf des Eurocodes No.2 /31/ die Zugfestigkeit zu

$$\beta_{BZR} = 0,3 \cdot \beta_p^{2/3} \quad [N/mm^2] \quad (6.10)$$

Unter Berücksichtigung der Gleichungen (6.8) und (6.9) ermittelt sich die Biegezugfestigkeit bei Rohren infolge der Druckfestigkeit sowie der Rohrwanddicke zu

$$\beta_{BZR} = 0,53 \cdot \beta_p^{2/3} - 0,018 \cdot s_2 \quad [N/mm^2] \quad (6.11)$$

$$\beta_{BZR,5\%} = 0,33 \cdot \beta_p^{2/3} - 0,0025 \cdot s_2 \quad [N/mm^2] \quad (6.12)$$

Versuch	Lastwechsel [-]	F ₂ [kN]	d ₁ [m]	s ₂ [m]	α _K [-]	β _{BZ,DIN} [MN/m ²]	β _{BZ,Fuchs} [MN/m ²]
1000-1	1	308	0,987	0,166	1,0956	6,35	5,56
1000-2	1	300	0,988	0,166	1,0956	6,19	5,43
1000-3/1	2 · 10 ⁶	182,4	0,990	0,167	1,0962	3,73	3,26
1000-4	598.000	212,8	0,989	0,166	1,0958	4,39	3,85
1000-5/1	1.786	218,8	0,995	0,165	1,0948	4,59	4,02
1000-6	474.400	197,6	0,995	0,165	1,0748	4,14	3,63
1000-7	1	307	0,994	0,167	1,0924	6,28	5,52
1000-8	1.100	182,4	0,995	0,161	1,0928	4,00	3,51
1000-9	282.500	152,0	0,995	0,164	1,0943	3,22	2,82

Bild 6.10: Ringbiegezugfestigkeiten der Rohre DN 1000

Versuch	Lastwechsel [-]	F ₂ [kN]	d ₁ [m]	s ₂ [m]	α _K [-]	β _{BZ,DIN} [MN/m ²]	β _{BZ,Fuchs} [MN/m ²]
800-1	1	361,5	0,795	0,129	1,0930	7,89	6,93
800-2	1	346,5	0,794	0,129	1,0931	7,56	6,64
800-3	1	339,0	0,794	0,130	1,0937	7,29	6,40
800-4/1	2 · 10 ⁶	200	0,791	0,128	1,0893	4,39	3,87
800-5/1	2 · 10 ⁶	225	0,792	0,129	1,0934	4,79	4,20
800-6	394.000	250	0,795	0,129	1,093	5,46	4,79
800-7	7.450	250	0,796	0,191	1,094	5,32	4,66
800-8/1	2 · 10 ⁶	250	0,791	0,131	1,0947	5,14	4,51
800-9/1	2 · 10 ⁶	275	0,796	0,131	1,0942	5,84	5,12

Bild 6.11: Ringbiegezugfestigkeiten der Rohre DN 800

Versuch	Lastwechsel [-]	F ₂ [kN]	d ₁ [m]	s ₂ [m]	α _K [-]	β _{BZ,DIN} [MN/m ²]	β _{BZ,Fuchs} [MN/m ²]
600-1	1	306,6	0,593	0,101	1,0970	8,14	7,12
600-2	1	346,2	0,593	0,102	1,0978	8,97	7,85
600-3	1	334,1	0,593	0,102	1,0978	8,68	7,60
600-4	10.600	230	0,592	0,103	1,0988	5,96	5,21
600-5/1	2 · 10 ⁶	197	0,593	0,102	1,0978	5,13	4,49
600-6	327.400	214	0,591	0,101	1,0973	5,73	5,02
600-7	111.600	222	0,591	0,101	1,0973	5,95	5,20
600-8/1	2 · 10 ⁶	214	0,590	0,101	1,0974	5,66	4,95
600-9/1	500.000	247	0,591	0,101	1,0973	6,53	5,71

Bild 6.12: Ringbiegezugfestigkeiten der Rohre DN 600

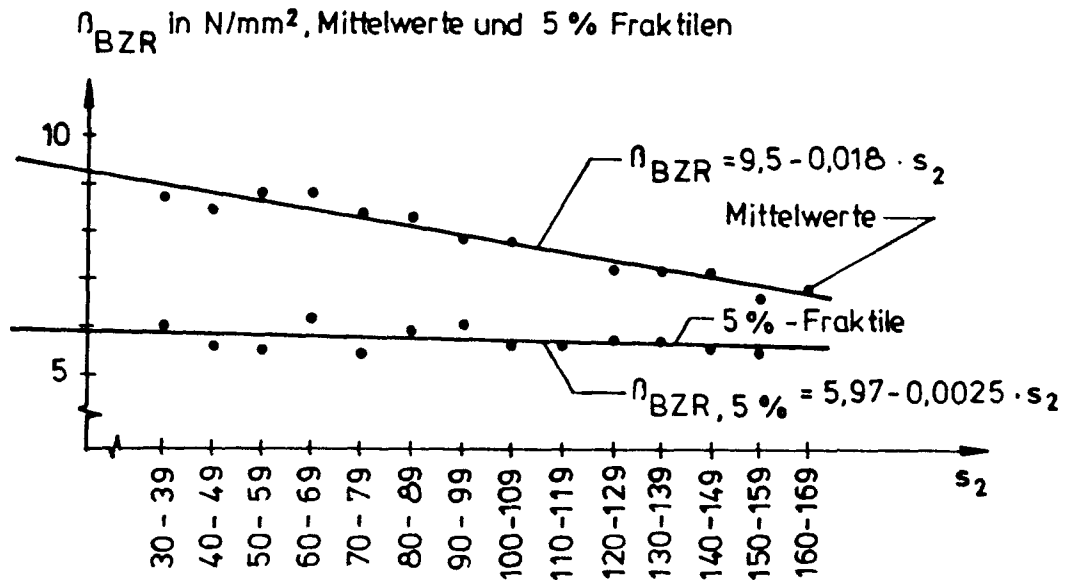


Bild 6.13: Abhängigkeit der Ringbiegezugfestigkeiten von der Wanddicke
nach Fuchs /26/

Vergleicht man die Schwingfestigkeiten mit den Kurzzeitfestigkeiten so ergeben sich die auch bei den Scheiteldrucklasten festgestellten 40 % Abminderung. Zu beachten ist allerdings die schon erwähnte drastische Verminderung dieser Schwingfestigkeiten bei Rohren mit DN > 1000 infolge vorhergehender Sonnenbestrahlung.

$$\beta_{BZR, Sch} = 0,6 \cdot \beta_{BZR} \quad [N/mm^2] \quad (6.13)$$

$$\beta_{BZR, Sch, \Delta t} = 0,45 \cdot \beta_{BZR} \quad [N/mm^2] \quad (6.14)$$

Der letzte Wert gilt für Rohre mit DN > 1000 und unter Berücksichtigung von Temperaturbelastung während der Lagerung.

6.4 Spannungen infolge Sonneneinstrahlung

Durch Sonneneinstrahlung tritt im Betonquerschnitt ein nahezu lineares Temperaturgefälle von der äußeren Rohroberfläche zur inneren Rohroberfläche ein, wodurch an dem dreifach statisch unbestimmten Kreisringquerschnitt Biegemomente entstehen, die in der äußeren Faser der Rohre Druck- und in der inneren Zugspannungen erzeugen. Dies bedeutet, daß in erster Linie die Biegezugfestigkeit im Scheitel gegenüber den Lasteinwirkungen reduziert wird. Zur Berechnung der Biegemomente wird im Betonkalender 1956 Teil 2, S. 40/41 /32/ folgende Formel angegeben:

$$M_{\Delta t} = \frac{1}{8} \cdot E_b \cdot \alpha_t \cdot (t_a - t_b) \cdot \left[\frac{b^2 - a^2}{\ln b/a} - 4 \frac{a^2 \cdot b^2}{b^2 - a^2} \cdot \ln b/a \right] \quad (6.15)$$

Hierin bedeuten:

- E_b = E-Modul des Betons
- α_t = linearer Wärmeausdehnungskoeffizient des Betons = 10^5
- $t_a - t_b$ = Temperaturdifferenz zwischen Außen- und Innenwand
- b = äußerer,
- a = innerer Halbmesser des Rohres

Mit $M_{\Delta t}$ und dem Widerstandsmoment W erhält man die Biegerandspannung zu

$$\sigma_{BZR} = \frac{M_{\Delta t}}{W} \quad (6.16)$$

In "beton" 3/68 /33/ ist der Ansatz angegeben

$$\sigma_{BZR} = \frac{\Delta t \cdot \alpha_t}{2} E (2 \cos \rho \cdot \sin \rho_0 + \rho_0) \quad (6.17)$$

Die in der Gleichung (6.17) verwendeten Bezeichnungen sind in Bild 6.14 erläutert. Gleichung (6.15) besitzt den Nachteil, daß eine um den Umfang des Rohres gleichmäßige Erwärmung angenommen wird.

In Gleichung (6.17) wird dagegen ein Bereich der Temperatureinwirkung berücksichtigt, der kleiner als der Umfang sein kann. Allerdings bleiben hier

im Gegensatz zu Gleichung (6.15) die über den Umfang verschiedenen großen Wanddicken der Rohre unberücksichtigt. Eine Auswertung der Gleichung (6.17) wurde einem Rundschreiben der Fachvereinigung Betonrohre DIN 4032 /34/ entnommen und ist in Bild 6.15 dargestellt.

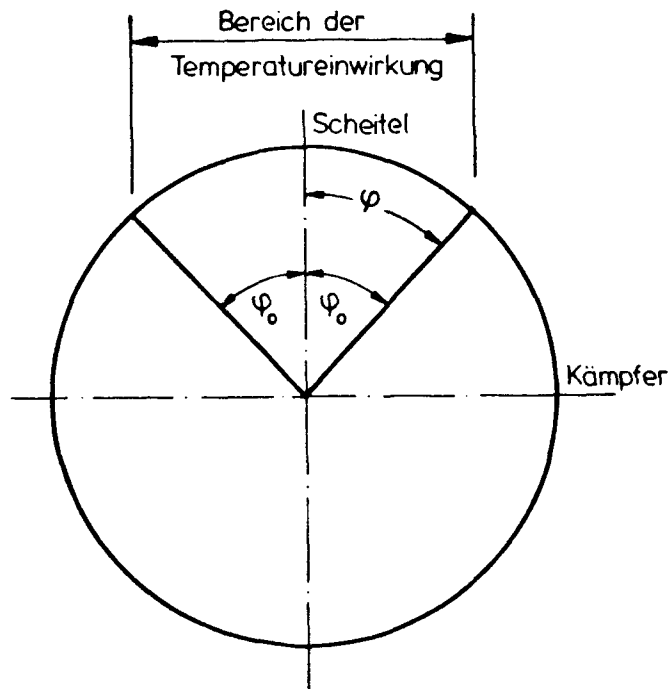


Bild 6.14: Bezeichnungen der Gleichung (6.17)

Aus Bild 6.15 wird deutlich, daß bei entsprechendem Δt von 40° bzw. 50° und bei entsprechendem Bereich der Temperatureinwirkung die Ringbiegezugfestigkeit im Rohrscheitel durchaus die Biegezugfestigkeit der Rohre erreichen bzw. überschreiten kann.

Die entsprechenden Werte der Gleichung (6.17) wurden durch FEM-Rechnungen bestätigt.

Nach /33/ kann für Beton- und Stahlbetonrohre ohne schwarzen Außenanstrich die Biegerandzugspannung infolge Temperaturgefälle zwischen Außen- und Innenfläche des Rohres mit

$$\sigma_{BZRT} = 0,15 \cdot \Delta t \quad (6.18)$$

abgeschätzt werden.

1. Ringbiegezugspannung im Rohrscheitel ($\varphi = 0$)

Bereich der Temperatur-einwirkung	Ringbiegezugspannungen σ_{BZR} infolge:				
	$\Delta t = +10^\circ$	$\Delta t = +20^\circ$	$\Delta t = +30^\circ$	$\Delta t = +40^\circ$	$\Delta t = +50^\circ$
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
$\varphi_0 = 20^\circ$ 2 $\varphi_0 = 40^\circ$	0,4933	0,9865	1,4798	1,9730	2,4664
$\varphi_0 = 40^\circ$ 2 $\varphi_0 = 80^\circ$	0,9471	1,8942	2,8413	3,7884	4,7355
$\varphi_0 = 60^\circ$ 2 $\varphi_0 = 120^\circ$	1,3270	2,6540	3,9810	5,3080	6,6350
$\varphi_0 = 80^\circ$ 2 $\varphi_0 = 160^\circ$	1,6071	3,2142	4,8213	6,4284	8,0354
$\varphi_0 = 90^\circ$ 2 $\varphi_0 = 180^\circ$	1,7049	3,4098	5,1148	6,8197	8,5246

2. Ringbiegezugspannung im Rohrkämpfer ($\varphi = \frac{\pi}{2}$)

Bereich der Temperatur-einwirkung	Ringbiegezugspannungen σ_{BZR} infolge:				
	$\Delta t = +10^\circ$	$\Delta t = +20^\circ$	$\Delta t = +30^\circ$	$\Delta t = +40^\circ$	$\Delta t = +50^\circ$
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
$\varphi_0 = 20^\circ$	0,166	0,333	0,500	0,666	0,833
$\varphi_0 = 40^\circ$	0,333	0,666	1,000	1,333	1,666
$\varphi_0 = 60^\circ$	0,500	1,000	1,500	2,000	2,500
$\varphi_0 = 80^\circ$	0,666	1,333	2,000	2,666	3,333
$\varphi_0 = 90^\circ$	0,750	1,500	2,250	3,000	3,750

Bild 6.15: Ringbiegezugspannungen infolge Temperaturbeanspruchung
($E_b = 30000 \text{ N/mm}^2$)

In /34/ werden Schadensfälle bzw. Risse im Rohrscheitel infolge Temperaturbeanspruchung beschrieben, die sich allerdings nur auf Rohre mit größeren Nennweiten (ab etwa DN 800) beschränkten, obwohl Gleichung (6.17) und

(6.18) eine Unabhängigkeit der Ringbiegezugspannung von Rohrnennweite und -wanddicke anzeigen. Gründe für die Abhängigkeit der Risse von der Rohrnennweite sind folgende:

- In Beton- und Stahlbetonrohren mit kleinen Nennweiten und Wanddicken stellt sich wegen der schnelleren, gleichmäßigeren Erwärmung des Betonquerschnittes stets ein kleineres Temperaturgefälle ein als in Rohren mit großen Nennweiten und Wanddicken
- Die zusätzlichen Eigenspannungen der Rohre infolge Schwindens sind bei großkalibrigen Beton- und Stahlbetonrohren größer als bei Rohren kleiner Nennweiten.
- Rohre kleiner Nennweiten und geringer Wanddicke weisen eine größere Ringbiegezugfestigkeit auf als Rohre großer Nennweiten (siehe Bild 6.13).

Die bei Schadensfällen und auch bei den Versuchen 1000-5 bis 1000-9 festgestellte Tatsache, daß sich Spannungsrisse infolge Temperaturunterschiede zunächst stets am Spiegel der Glockenmuffen zeigen, ist darauf zurückzuführen, daß infolge des größeren Außendurchmessers der Glockenmuffe das Trägheitsmoment des Betonquerschnitts und damit auch die Ringbiegezugspannungen größer sind als im Bereich des Rohrschaftes selbst. Die Größe dieser Ringbiegezugspannungen wird außerdem beeinflusst durch:

- die Farbtönung der Rohraußenflächen. Wie auch die Versuche an den Nebenkörpern gezeigt haben, nimmt das Temperaturgefälle von außen nach innen mit der Farbtönung zu und erreicht bei schwarzen Schutzanstrichen einen Maximalwert.
- das Mischungsverhältnis des Betons. Die Wärmedehnung und damit die Temperaturspannungen nehmen mit steigendem Zementgehalt zu. Das heißt vereinfacht: je besser der Beton, um so größer die Temperaturspannung und damit auch die Rißgefahr.
- die Art des Betonzuschlags. Quarzhaltiger Betonzuschlag wie Quarzkiesel oder Granit zeigen starke Ausdehnungen infolge Wärmeeinwirkung. Demgegenüber dehnen sich Basalt und Kalkstein weniger aus.

Je nach Intensität der Sonneneinstrahlung können nach diesen Ausführungen die vom Beton- bzw. Stahlbetonquerschnitt aufnehmbaren Ringbiegezugspannungen überschritten werden.

Aus diesem Grunde werden auch in der neuen DIN 4033, Abs. 7.2 /17/ entsprechende Schutzmaßnahmen gegen Temperatureinwirkung gefordert:

- Rohre und Rohrleitungsteile, deren Eigenschaften durch Temperatureinwirkung negativ beeinflußt werden, sind entsprechend zu schützen

Als geeignete Schutzmaßnahmen wurden in der DIN 4032 Ausgabe 1973 "Abdecken, Feuchthalten und weißer Deckenanstrich" genannt. Die Praxis hat jedoch gezeigt, daß ein zielsicheres Abdecken oder Feuchthalten der Rohre insbesondere auf Baustellen nicht möglich ist. Bewährt haben sich nach /33/ dagegen weiße Deckenanstriche, die bei Beton- und Stahlbetonrohren mit Glockenmuffen > DN 800 lediglich im Bereich der Glockenmufe (ca. 0,7 bis 1,0 m breit) aufgebracht werden müssen. Bei Beton- und Stahlbetonrohren mit größeren Nennweiten als DN 1000 wird der weiße Deckenanstrich über die gesamte Rohrlänge empfohlen.

7 Zusammenfassung

Zur Bestimmung der Schwingfestigkeit von Betonrohren wurden je 9 Versuche an Rohren mit dem Nenndurchmesser DN 1000, DN 800 und DN 600 durchgeführt. Die Kurzzeitfestigkeit der Rohre wurde mit der Scheiteldruckprüfung nach DIN 4032 ermittelt. Die dabei festgestellten Tragfähigkeiten entsprachen den Mindestschieiteldrucklasten nach DIN 4032. Bei den Versuchen mit Schwingbeanspruchung wurden i.d.R. 10 % der statischen Kurzzeitfestigkeit als Unterlast für die Versuche festgelegt. Zum Erhalt einer Wöhlerlinie, welche die Festigkeit in Abhängigkeit von der ertragenen Lastspielzahl angibt, wurde die Größe der Oberlasten variiert. Diejenige Festigkeit bzw. Spannungsamplitude, die das Prüfstück mindestens $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel ertragen hat, wird als Schwingfestigkeit angegeben.

Bei den Rohren DN 1000 ergaben sich zwei unterschiedlich hohe Schwingfestigkeiten in Abhängigkeit von der Auslagerungsart. Rohre, die in der Institutshalle gelagert wurden, besaßen eine Schwingfestigkeit von 60 % der Kurzzeitfestigkeit, während diejenigen Rohre, die im Sommer im Freien gelagert und damit der Sonnenbestrahlung ausgesetzt waren, eine solche von 45 % der Kurzzeitfestigkeit aufwiesen.

Theoretische als auch experimentelle Untersuchungen ergaben, daß infolge der im Freien möglichen Sonnenbestrahlung Biegerandspannungen in der Größe der Betonzugfestigkeit entstehen können, die zu Anrissen führen und eine derartige Herabsetzung der Ermüdungsfestigkeit zur Folge haben. Vorschläge zur Vermeidung dieser Gefahren werden genannt.

Bei den Rohren mit den Durchmessern DN 800 und DN 600 konnten solche gravierenden Einflüsse der Freilagerung nicht festgestellt werden. Bei diesen Rohren betrug die Schwingfestigkeit wie bei den ungeschädigten Rohren des Durchmessers 1000 60 % der Kurzzeitfestigkeit.

8 Literatur

- /1/ Richtlinie für die statische Berechnung von Entwässerungskanälen
und -leitungen Arbeitsblatt A 127 der Abwassertechnischen Vereini-
gung (ATV), Dezember 1984

- /2/ Erläuterungen zum ATV-Arbeitsblatt A 127: Richtlinie für die sta-
tische Berechnung von Entwässerungskanälen und -leitungen Abwasser
31 (1984), Nr. 6, S.519-541

- /3/ Gaede, K.
Über die Festigkeit und die Verformung von Beton bei Druck-
Schwellbeanspruchung
Heft 144 des DAfStb, 1962

- /4/ Graf, O.; Brenner, E.
Versuche zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Beton gegen
oftmals wiederholte Druckbelastung
Heft 76 des DAfStb, 1934

- /5/ Graf, O.
Aus Versuchen mit Betondecken der Reichskraftfahrbahnen durchge-
führt in den Jahren 1934 und 1935
Die Betonstraße 11, (1936), Heft 9, S. 193-203, Heft 10, S.235-241
und Heft 11, S.272-281

- /6/ Weigler, H.; Rings, K.H.
Unbewehrter und bewehrter Beton unter Wechselbelastung
Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 11, 1985, S. 705-713

- /7/ Kuthe, E.O.
Herstellverfahren für Beton- und Stahlbetonrohre
Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1974, Heft 2, S.111-114

- /8/ DIN 4032
Betonrohre und Formstücke-Maße
Technische Lieferbedingungen, Ausgabe Januar 1981

- /9/ Weigler, H.
Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung
beton 5/81, S. 189 - 194
- /10/ Marquardt, E.
Rohrleitungen und geschlossene Kanäle
Handbuch für Eisenbetonbau, Band IX, Teil 2, 4. Auflage,
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1934
- /11/ Roske, K.
Die Bemessung der Beton- und Stahlbetonrohre als Rohrdurchlässe
bei Verkehrswegen
Betonstein-Jahrbuch, 1958, Bauverlag Wiesbaden-Berlin, S. 157-182
- /12/ Scherle, M.
Belastung und Belastbarkeit erdverlegter, starrer Rohrleitungen -
eine Wechselbeziehung zwischen Rohrgraben, Rohrleitung und Zeit
Baumaschine und Bautechnik, 1972, Heft 1, S. 19 - 28, Heft 2,
S. 55 - 63, Heft 3, S. 111 - 118
- /13/ Wetzorke, M.
Statische Berechnung von Abwasserkanälen
Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik, Band 1, 2. Auflage
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1973, S. 382 ff
- /14/ Leonhardt, G.
Die Belastung von starren Rohrleitungen unter Dämmen
Mitteilungen des Lehrstuhls für Grundbau, Bodenmechanik und Ener-
gielasserbau und Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU
Hannover, o. Prof. Dr.-Ing. E. Lachner, Eigenverlag, Hannover,
1973
- /15/ Leonhardt, G.
Die Belastung von erdverlegten Rohren unterschiedlicher Steifig-
keit unter Berücksichtigung des Verformungsverhaltens des umgeben-
den Betons
3R-international 1977, Heft 3/4, S. 176 - 180

- /16/ Leonhardt, G.
Die Erdlasten bei überschütteten Durchlässen
Die Bautechnik, 1979, Heft 11, S. 361 - 368

- /17/ DIN 4033
Entwässerungskanäle und -leitungen
Richtlinien für die Ausführung, Ausgabe November 1979

- /18/ Vergleich mehrerer Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Belastung starrer erdverlegter Rohrleitungen
Diplomarbeit, Schwarz, W., Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität München, 1975

- /19/ Netzer, W.
Die statische Berechnung erdverlegter Rohrleitungen mit genormten Querschnitten
Institut für Mechanik I der Universität Innsbruck, Heft 8, 1977

- /20/ Netzer, W.
Die statische Berechnung erdverlegter Rohrleitungen mit genormten Querschnitten
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1980

- /21/ Boussinesq, J.
Application des Potentials à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, Paris, 1985

- /22/ Braunstorfinger, M.
Einfluß von Verkehrslasten gemäß DIN 1072 auf eingeeerdete Rohre mit geringer Scheitelüberdeckung
Rohre-Rohrleitungsbau-Rohrleitungstransport, 1971, Heft 4, S. 232 - 236

- /23/ Schlick, .
Loads on Negative-Projecting Conduits, Jowa Ing. Exp. Stat., 1952 - 1953

- /24/ Jelinek, R.; Gallus, E.
Beeinflussung des Spannungszustandes in erdverlegten, dünnwandigen, elastischen Rohren
2. Zwischenbericht des Forschungsauftrages der DFG, 1974
- /25/ Petersen, G.; Schmidt, H.
Bodendruckmessungen an einem Tunnelbauwerk in abgeböschter Baugrube
Bauingenieur 55, 1980, S. 109 - 114
- /26/ Fuchs, W.P.
Zuverlässigkeitsanalyse von Rohrleitungen aus unbewehrtem Beton
Dissertation, Institut für Bauingenieurwesen III der TU München, 1982
- /27/ Bujard, W.
Die Leitungszone - Bedeutung und Bauausführung
Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 2, 1974, S. 107 - 110
- /28/ Bujard, W.
Leitungszone, Rohraufleger und Bodenverdichtung in Rohrleitungen
Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 2, 1976, S. 56 - 63
- /29/ Ewald, G.
Spannungsnachweise bei Rohrleitungen
Aus unseren Forschungsarbeiten, III, Dezember 1973, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, Technische Universität München,
o. Prof. Dr.-Ing. H. Kupfer
- /30/ ADINA-Engineering
Users Manual, Watertown, Massachusetts, 1981
- /31/ Eurocode No.2
Design of Concrete Structures
Part 1: General Rules and Rules of Buildings.
Final Draft, December 1988

- /32/ Worch, G.
Elastische Scheiben, Teil B: Zentralsymmetrische Kreisscheiben Betonkalender 1956, Teil 2, S.40/41
- /33/ Antz, H.; Franke, J.
Beitrag zur Abnahme von Betonrohrleitungen
Beton, Heft 3/1968, S. 80-81
- /34/ Bellinghausen, G.
Temperaturspannungen in Beton- und Stahlbetonrohren
Rundschreiben 13/78 der Fachvereinigung Betonrohre DIN 4032 vom
September 1978

FACHGEBIETE UND ABTEILUNGEN

